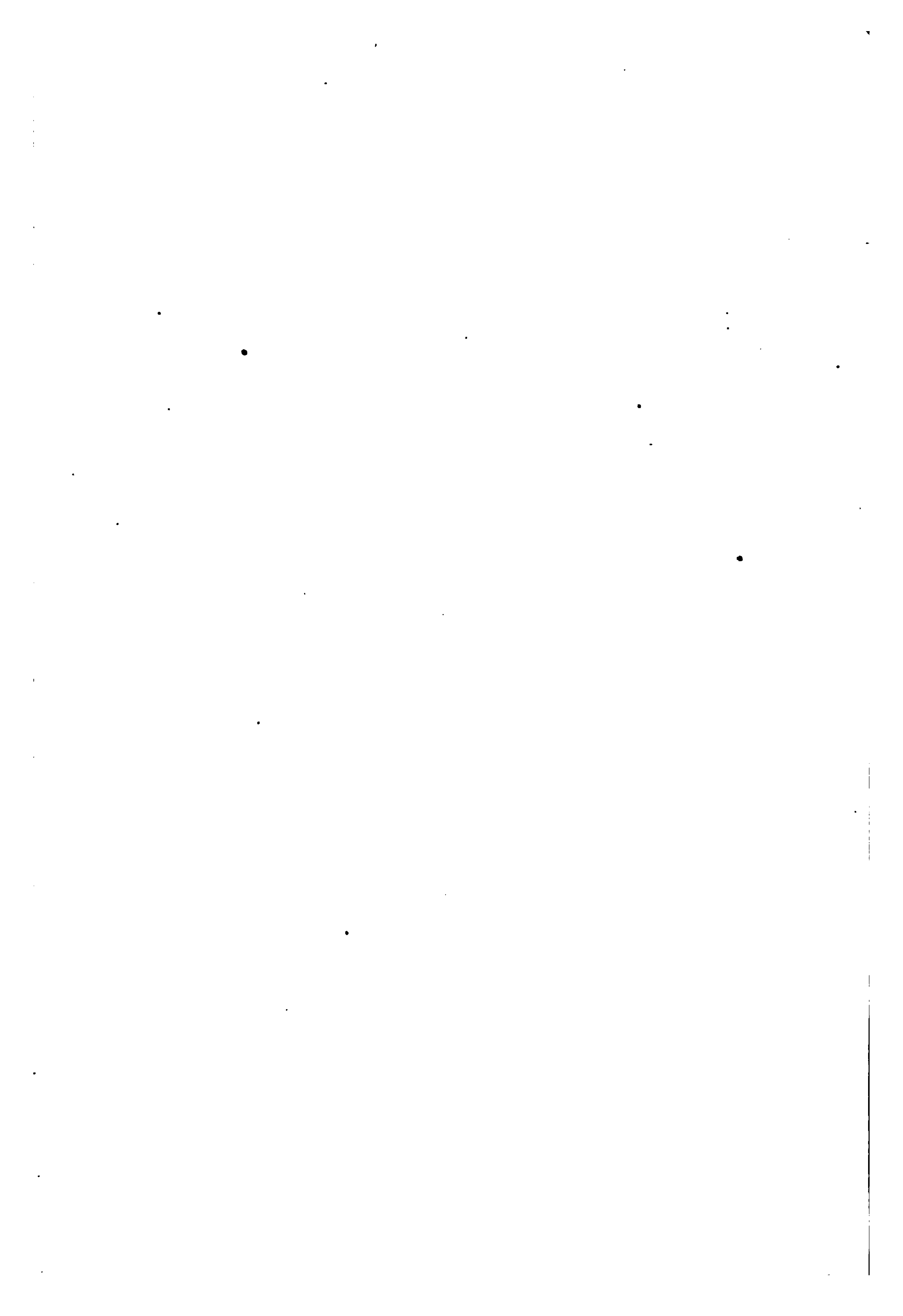




LEHRBUCH

DER

EISEN-CONSTRUCTIONEN

MIT

BESONDERER ANWENDUNG AUF DEN HOCHBAU.

LEHRBUCH

DER

EISEN-CONSTRUCTIONEN

MIT BESONDERER ANWENDUNG AUF DEN HOCHBAU.

EIN LEITFADEN

ZUM PRAKTISCHEN GEBRAUCH UND ZU VORLESUNGEN

AN TECHNISCHEN LEHRANSTALTEN.

BEARBEITET UND HERAUSGEGEBEN

VON

E. BRANDT,

PROFESSOR AN DER KÖNIGL. BAU-AKADEMIE IN BERLIN.

DRITTE
VERMEHRTE FÜR FUSS- UND METERMAASS UMGEARBEITETE
AUFLAGE.

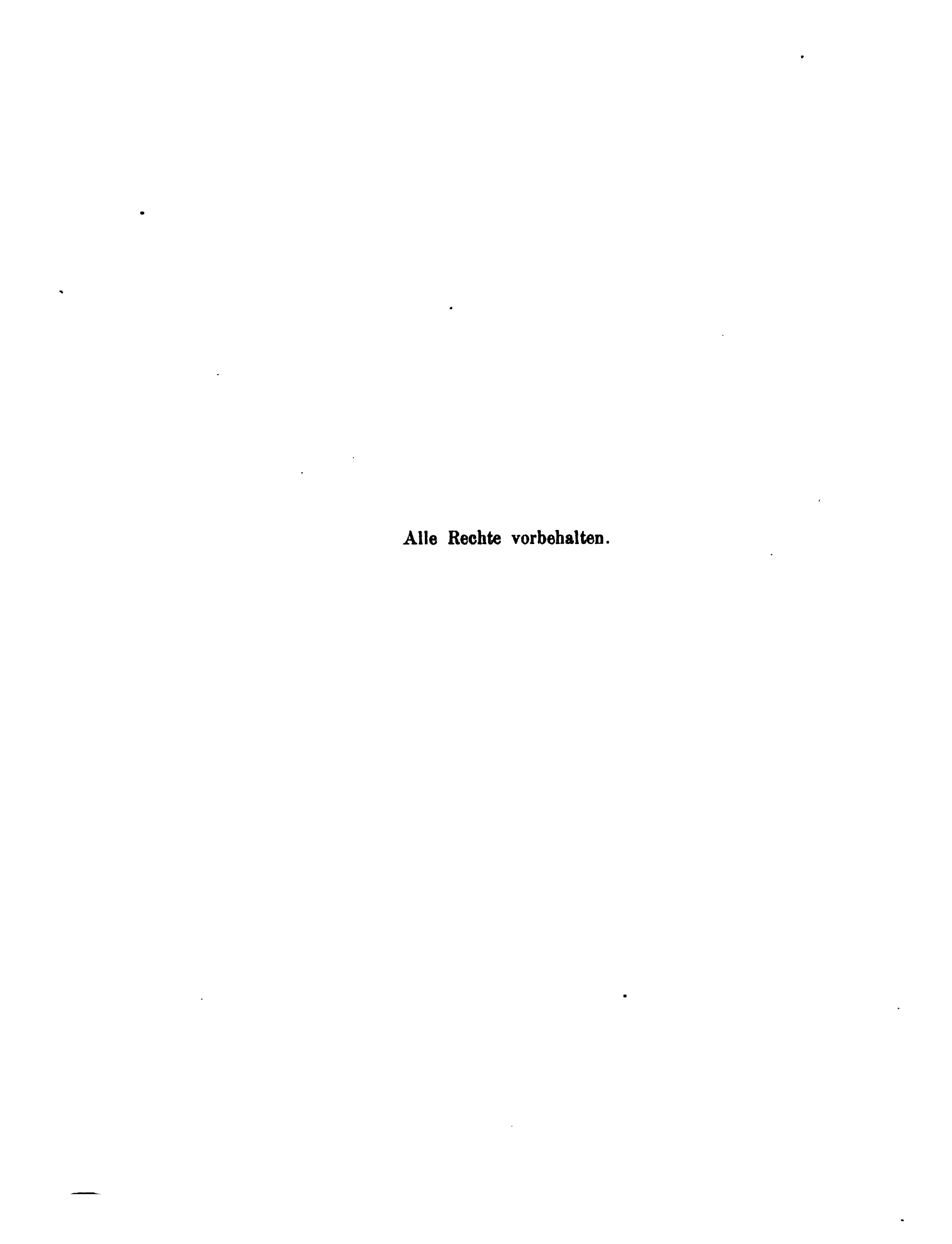
MIT 1400 EINGEDRUCKTEN HOLZSCHNITTEN UND VIER KUPFERTAFELN.

BERLIN,

VERLAG VON ERNST & KORN

(GROPIUS'SCHE BUCH- UND KUNSTHANDLUNG).

1876.



DEM

KÖNIGLICHEN GEHEIMEN OBER-BAURATH,
VORTRAGENDEN RATH IM KRIEGS-MINISTERIUM,
MITGLIED DER TECHNISCHEN BAU-DEPUTATION, RITTER
ETC.

HERRN

A. F. FLEISCHINGER

HOCHACHTUNGSVOLL

DER VERFASSER.

Vorwort zur dritten Auflage.

Die Herausgabe der dritten Auflage des vorliegenden Werkes bot dem Verfasser eine willkommene Gelegenheit dar, an dem Inhalte desselben wesentliche, durch die fortschreitende Entwickelung des Gegenstandes bedingte Veränderungen vorzunehmen. Es machte sich zunächst die Nothwendigkeit geltend, das überreiche und stetig noch weiter anwachsende Material einer Sichtung zu unterziehen, ältere Constructionsformen auszuscheiden und solche durch neuere und elegantere Verbindungen zu ersetzen. Ohne dem allgemeinen Verständnifs der Theorie irgend wie Abbruch zu thun, ist der dazu gehörige Theil durchweg prägnanter behandelt und in eine möglichst knappe Form gekleidet worden, sodafs der dadurch gewonnene Raum zur Aufnahme von zahlreichen, aus dem praktischen Gebiete entnommenen Beispielen nutzbar verwendet werden konnte. Im Uebrigen wurde der ursprünglichen Conception des Werkes ihre volle Eigenart gewahrt, obgleich es wünschenswerth erschien, der zwischen Theorie und Praxis naturgemäfs bestehenden Grenzlinie dualistisch einen schärferen Ausdruck zu verleihen.

Eine wesentliche Bereicherung wurde dem Inhalte durch eine gröfsere Zahl von graphostatischen Darstellungen zu Theil. Mit dieser, von Culmann zuerst zur Anschauung gebrachten und seitdem vielfach erweiterten Lehre ist in der Statik ein ganz neues Feld eröffnet worden, welches eine überaus fruchtbare Verwerthung gestattet. Nicht als ob theoretische Entwickelungen dadurch ganz entbehrlich, oder auch nur minder werthvoll geworden sind, — der Hauptvortheil jener Methode besteht vielmehr in einer erschöpfenden Uebersicht gewonnener Resultate, sowie in der mit überzeugender Treue gegebenen Controlle für die Richtigkeit eines vorgreifenden Kalküls. In diesem Sinne findet zwischen Rechnung und graphischer Darstellung eine gegenseitige Ergänzung statt, die jedem dieser Theile seinen wahren Werth verleiht.

Hinsichtlich der zulässigen Belastung des Eisens in Anwendung auf den Hoch- und Brückenbau konnten wir nur die auf dem *status quo* beruhenden Principien zu Grunde legen, da seit dem Erscheinen der zweiten Auflage dieses Buches die letzten 5 Jahre keine neueren Erfahrungssätze hierin geliefert haben. Ob und in wie weit aber dasselbe unvorhergesehenen Eventualitäten gegenüber, namentlich continuirlich wiederkehrenden Stöfsen und Erschütterungen, sowie den erhöhten Ansprüchen in Mitten eines wüthenden und verzehrenden Elements, hoch über Zeit und Mafs, als vollkommen widerstandsfähig sich erweist, — Angesichts solcher Zweifel und Bedenken stehn wir immer noch vor einer offenen und ungelösten Frage; ein endgültiger Spruch konnte noch nicht hierin erkannt werden, da die in dieser Beziehung angestellten Versuche bisher kaum aus ihrem Embryo herausgetreten sind. Ungeachtet dessen gebührt Wöhler das unbestreitbare Verdienst, das Verhalten des Eisens, wiederholten und bis zum Bruch fortgesetzten Stöfsen und Schwingungen gegenüber, in einer Reihe höchst sinnreicher Experimente zuerst geprüft und hiermit zugleich den Weg für weitere Versuche angebahnt zu haben. Aus dem von ihm aufgestellten Gesetze, dafs die Spannungsdifferenzen, welche jene continuirlichen Schwingungen eingrenzen, für den Bruch des Materials mafsgebend sind, spricht laut und vernehmlich eine Cassandra-Stimme, indem sie mahnt, bei der Anordnung derjenigen Verbandstücke, die periodisch auf Zug und Druck in Anspruch genommen werden, für die Folge eine gröfsere, durch die Natur der Verhältnisse gebotene Vorsicht zu beobachten; derartige Constructionsglieder würden nach Wöhler im Verhältnifs von 9 : 5 stärker zu wählen sein, als solche, deren Beanspruchung nur in einem Sinne erfolgt.

So sehr auch die in jener Richtung hin geäufserten Bedenken voll berechtigt erscheinen, so haben sie doch auf die immer weiter greifende Anwendung des Eisens keinen beschränkenden Einflufs ausgeübt. Bei jedem Neubau tritt im Gegentheil das Bedürfnifs nach eisernen Verbandstücken um so entschiedener hervor, je exclusiver der Wunsch nach Beseitigung des Holzes und je dringender das Verlangen nach möglichst leichten, freien und durchsichtigen Constructionen geworden. Glücklicherweise liegt auch bis zum heutigen Tage kein Präcedenzfall vor, welcher als warnendes Beispiel gegen die allumfassende Anwendung des Eisens spricht. Dieser Umstand schliefst jedoch keineswegs die Nothwendigkeit aus, nachdrücklich und wiederholentlich darauf hinzuweisen, dafs gerade bei Eisen-Constructionen aus den kleinsten Ursachen zuweilen die gröfsten Wirkungen entstehen können. Die unter dem Einflufs variabler Temperatur-Differenzen sich vollziehenden Längenveränderungen derselben, welche rückwirkend selbst auf das Mauerwerk mehr oder minder verderblich influiren, sowie die hiermit in Verbindung stehende Tendenz, die Auf-

lagerpunkte der Träger zu verschieben und ihre Achsenrichtung zu ändern, dies sind keineswegs als die geringsten Uebelstände zu betrachten, so dafs sie in ihrem Zusammenwirken schon völlig geeignet wären, eine allgemeine »Deroute« unter den Einzeltheilen herbeizuführen. Beachtet man ferner das häufig sehr geringe Auflager der Träger auf den Kopfplatten von Säulen oder sonstigen Stützen, die mangelhafte Ausführung von Stofsverbindungen und Verankerungen, die Unzuverlässigkeit von Schrauben, Nieten u. s. w., so erscheint es als eine ebenso bemerkenswerthe, wie wohlbegründete Schlufsfolgerung, dafs es nicht gerade eines radikalen Bruches irgend eines Hauptverbandstückes, sondern unter Umständen nur eines ungünstigen Zusammentreffens s e k u n d ä r e r Z w i s c h e n f ä l l e bedarf, um die Sicherheit der Construction auf das ernstlichste in Frage zu stellen. Im Brücken- und Eisenbahnbau wird solchen, nicht zu unterschätzenden Eventualitäten im Allgemeinen eine gröfsere Aufmerksamkeit zugewendet, als im Hochbau. Hier geschieht entweder zu wenig, oder es findet anderen Theils eine pleonastische Anhäufung des Materials statt, wobei dasselbe kaum annähernd eine seiner realen Leistungsfähigkeit entsprechende Ausnutzung erfährt. Dem aufmerksamen Beobachter wird die Wahrnehmung kaum entgehen, dafs wohl nirgends die Gegensätze sich schärfer berühren, als auf dem Gebiete der Bautechnik: Auf der einen Seite constructive Mifsgestalten, die aus dem Wunsche hervorgingen, zu Gunsten der Sicherheit ein volles Uebermafs zu thun; sie greifen über das Ziel hinweg, indem sie klar den Weg vorzeichnen, den man rationell n i c h t einzuschlagen habe. Und doch lassen sie bei näherer Betrachtung zuweilen einen so eigenartigen Werth erkennen, dafs es fast bedauerlich wäre, eine so ehrlich zur Schau getragene Unwissenheit gegen bessere Erkenntnifs auszutauschen. Andererseits wieder diametral entgegenstehende Constructionen, die, offenbar zu leicht geschürzt, von dem Vorwurfe einer erdrückenden Ueberfülle sich völlig frei zu halten wissen. Durch unberechenbaren Leichtsinn erdacht und im Widerspruch mit allen statischen Gesetzen ausgeführt, stellen sie an die Tragfähigkeit des Materials höchst verwegene, unter Umständen ganz unerfüllbare Ansprüche. Die ersteren versprechen oft mehr, als sie leisten, die letzteren leisten vielleicht noch weniger, als sie versprechen; jene stürzen möglicherweise unter ihrer eigenen, diese unter einer fremden Last zusammen. Wir meinen, dafs das Eine um nichts besser sei, als das Andere.

Es war daher gleichzeitig die Aufgabe des Verfassers, derartige Mängel und Irrthümer, denen man zuweilen in nicht geringer Zahl begegnet, an geeigneter Stelle aufzudecken und an der Hand leitender Grundprincipien auf ein klares Verständnifs dafür hinzuwirken, wie der jedesmalige Zweck constructiv mit den einfachsten Mitteln und auf die einfachste Weise erreicht werde.

Die Anerkennung, welche bereits die erste und zweite Auflage dieses Buches Seitens des technischen Publikums gefunden, läfst uns mit dankbarer Genugthuung hoffen, das auch die dritte Auflage bei der fast durchgreifend neuen Gestaltung derselben einer beifälligen Aufnahme sich erfreuen wird. Zu dieser Hoffnung dürfen wir um so mehr berechtigt sein, als auch die Bemühungen der Verlagshandlung, in voller Uebereinstimmung mit dem Verfasser, unausgesetzt darauf gerichtet waren, ein in der äufseren Form und Ausstattung soignirtes Werk zu liefern, das den besten Erzeugnissen des deutschen Buchhandels durchaus ebenbürtig sich zur Seite stellt. —

Berlin, im Februar 1876.

E. Brandt.

Inhalts-Verzeichnifs.

Einleitung.

Erstes Kapitel.

Träger aus Gufseisen.

Zweites Kapitel.

Träger aus Schmiedeeisen.

1) Die Eisenbahnschienen.

2) Die I-förmig gewalzten Träger.

3) die Blechträger.

a) Die einfachen Blechträger.

Berechnung

Ermittelung des Eisenvolumens und des Gewichts einfacher Blechträger.

Anwendung

der einfachen Blechträger zur Ueberspannung weiter Oeffnungen in Front- und Mittelmauern.

b) Die hohlen Blechträger, Kastenträger.

4) Die Gitterträger.

Spezielle Berechnung der Träger, und zwar

A. Das System des rechtwinkligen Dreiecks.

B. Das System des gleichschenkligen Dreiecks.

Drittes Kapitel.

Construction der Decken.

I. Vollständig feuersichere Decken, construirt

II. Nicht vollständig feuersichere Decken, bestehend aus Holz und Eisen.

Viertes Kapitel.

Construction der Dächer.

I. Dächer, die ganz aus Eisen bestehen.

A. Gufseiserne Dächer.

B. Schmiedeeiserne Dächer.

4) Kuppeldächer.

§ II. Dächer, die aus Holz und Eisen bestehen.

Fünftes Kapitel.

Statische Berechnung der Construction eiserner Dächer.

Sechstes Kapitel.

Construction der eisernen Treppen.

Siebentes Kapitel.

Construction massiver Erker und Balcons.

Druckfehler.

Seite 144 oben links in der Tabelle lies: 5 statt $5\frac{1}{2}$.

- 262 Zeile 2 von unten lies: $p = s = \frac{q}{2}$ cotg. α.

Einleitung.

Ueber die Gewinnung und die Beschaffenheit des Roheisens, sowie über die weitere Verarbeitung desselben zu Gufseisen, Schmiedeeisen und Stahl.

Als ein Haupteisenerz, aus dem durch den Hohofenprozefs ein vorzügliches Eisen gewonnen wird, ist der Brauneisenstein, der Raseneisenstein und besonders der Thoneisenstein (Sphärosiderit) zu betrachten; der letztere bildet die Grundlage der englischen Eisen-Industrie; fast ebenso wichtig ist der Kohleneisenstein, ein mit Kohlen gemengter Sphärosiderit.

Der Zweck des Hohofenprozesses besteht darin, die in den Erzen enthaltenen fremden Stoffe als Schlacken auszuscheiden und ein hochgekohltes metallisches Eisen, das Roheisen zu gewinnen. Es hat sich dabei herausgestellt, dafs diese Operation am leichtesten und schnellsten vor sich geht, wenn die Schlacke aus ganz bestimmten Gemengtheilen besteht, so dafs sie vor dem Schmelzpunkte des Eisens eine dickflüssige, geschmolzene Masse bildet. Als zweckmäfsigste Zusammensetzung der Schlacke gilt nämlich: 1 Theil Thonerde, $2\frac{1}{2}$ Theile Kiesel- und 3 Theile Kalkerde. Wenn daher ein Eisenerz, dessen Schlacke voraussichtlich jene Stoffe nicht in richtiger Zusammensetzung enthält, mit Vortheil eingeschmolzen werden soll, so ist man genöthigt, Zusätze oder solche »Zuschläge« zu machen, dafs in den Schlacken jene Bestandtheile in der angegebenen Menge vorhanden sind; fehlt es beispielsweise dem Erz an Thon, so schlägt man Thonerde zu, fehlt es ihm an Kalkerde, so macht man einen Zuschlag von Kalk u. s. w. Hierbei ist es nun erforderlich, die Beschaffenheit der Erze zu kennen und beim Ankauf derselben genau zu prüfen, welche Procentsätze an reinem Eisen und an fremden Substanzen in ihnen enthalten sind. Man ermittelt dieses durch das »Probiren auf Eisen«.

Was das für den Hohofenprozefs zu verwendende Brennmaterial anbetrifft, so wird man am besten dabei ein solches wählen, welches bei Entwickelung des gröfsten Hitzegrades zugleich die geringste Menge an Asche zurückläfst. Nun giebt Holz als Asche 1%, Steinkohle 3%, Braunkohle 5—10% und Torf 10—30%. Es würde demnach für metallurgische Zwecke das Holz und die Steinkohle den Vorzug verdienen. Das Holz wird dabei allgemein durch den Prozefs der Verkohlung, d. h. durch Entfernung des Wasserstoffs und des Sauerstoffs in eine Holzkohle verwandelt, die bei der Verbrennung keinen glühenden Gasstrom — Flamme — entwickelt. Wenn hiermit allerdings auch ein Totalverlust an Wärme verbunden

ist, so erreicht man doch den grofsen Vortheil, dafs in der reinen Kohle die Intensität der Hitze sich in hohem Grade vermehrt. Holzkohle liefert die beste Qualität Eisen. Zur Herstellung eines Centners Roheisen sind durchschnittlich $1\frac{1}{8}$ Ctr. Holzkohlen, oder $1\frac{3}{4}$ Ctr. Coaks, oder $2\frac{3}{4}$ Ctr. Steinkohlen erforderlich.

In früheren Zeiten war die Form der Hohöfen cylindrisch oder prismatisch; heutzutage bestehen sie gewöhnlich aus zweien, mit ihren gröfseren Grundflächen sich berührenden abgekürzten Kegeln, denen sich unten noch ein cylinderförmiger Theil — der Schmelzraum — anschliefst. Die obere Oeffnung, durch welche die »Beschickung« der Erze erfolgt, heifst die »Gicht«; diejenige Stelle ferner, wo sich beide Kegel berühren, wird der »Kohlensack« und die Verengung des untersten Kegels die »Rast« genannt. Der verticale Durchschnitt durch einen Hohofen zeigt im Innern den sogen. »Kernschacht«, der am besten aus Chamott hergestellt wird, und im Aeufsern das »Rauhgemäuer«, aus einem weniger feuerfesten Material bestehend; zwischen beiden bleibt ein 0^m10 bis 0^m15 breiter leerer Raum, der »Füllschacht«, der theils die freie Ausdehnung des Mauerwerks gestatten, theils die Hitze zusammenhalten soll; dieser Schacht bleibt entweder hohl, oder er wird mit einem schlecht leitenden Material, mit Sand, Asche und dergl. ausgefüllt. In den Schmelzraum münden die kupfernen »Formen« ein, welche den durch die Gebläse geprefsten Luftstrom zuführen. Von hier aus erfolgt das »Ablassen« des geschmolzenen Roheisens und der Schlacke. Die Höhe des Ofens hängt im Allgemeinen davon ab, ob man sich der Holzkohle oder des Coaks als Brennmaterial bedient; bei Holzkohlenfeuerung beträgt diese Höhe 8^m75 bis 9^m50, bei Coaks 14^m bis 15^m. Der Durchmesser der Gicht beträgt bei Oefen mit Holzkohlenfeuerung 0^m78, der des Kohlensacks 1^m8 bis 2^m2; bei Coaksfeuerung betragen diese Dimensionen erheblich mehr.

Die Eisenwerke von Hörde bei Dortmund enthalten 5 zusammenhängende Hohöfen, die durch eine eiserne Wendeltreppe bestiegen werden können; jeder der Oefen ist 16^m hoch; der Durchmesser der Gichtöffnung beträgt 2^m82, der des Kohlensacks 5^m und der des »Gestells« 1^m8 bis 2^m2; in dem letzteren liegt die Mündung der Formen. Die Erze, sowie die Steinkohlen, aus denen in einer grofsen Anzahl von Coaksöfen die Fabrikation des Coaks erfolgt, werden durch die Eisenbahn an Ort und Stelle befördert. Das Hochheben des Erzes und des Coaks geschieht mittelst einer Windevorrichtung in eisernen Wagen, die abwechselnd mit dem einen und mit dem anderen Material gefüllt, auf Schienen befördert und oben über der Gichtöffnung ihres Inhalts entledigt werden. Um die hier beschäftigten Arbeiter einigermafsen vor der Gluth der Gichtflammen zu schützen, erhebt sich über dieser Oeffnung ein aus Blech bestehender Cylinder, der 3 bis 4 grofse Einschnitte enthält, durch welche der Inhalt der umgekippten eisernen Wagen in den Ofen hinabfällt. Das »Ablassen« der geschmolzenen Roheisenmasse erfolgt in 24 Stunden gewöhnlich 2 mal, nämlich Morgens und Abends; die ganze Gewichtsmenge des dabei gewonnenen Roheisens beträgt 50- bis 70000 ℔. (25- bis 35000^k). Nach 5 bis 6 Jahren müssen die Oefen meistens einer Reparatur unterworfen werden.

Bevor nun ein fertig ausgeführter Ofen in Betrieb gesetzt wird, mufs er zunächst abgewärmt und ausgetrocknet werden; dies geschieht dadurch, dafs man ihn vollständig mit Kohle anfüllt und das Gemäuer bis zur Rothglühhitze erwärmt, wodurch sämmtliche Feuchtigkeit entweicht. Hierauf trägt man durch die Gichtöffnung abwechselnd Kohlen- und Erzschichten ein, so dafs diese Schichten von oben nach unten stetig alterniren. Ist der Ofen auf diese Weise gefüllt, so wird der Abstich geschlossen, das Gebläse allmählig in Thätigkeit gesetzt und der ge-

prefste Windstrom mittelst dreier oder mehrerer Formen in den Schmelzraum des Ofens hineingeleitet. In dem Augenblicke, wo die Gebläseluft mit der glühenden Kohle in Berührung tritt, erfolgt eine Reduction der Erze, und es entsteht Kohlensäure, die in den oberen, weniger erhitzten Schichten in Kohlenoxydgas übergeht; dieses letztere Gas, welches in hohem Grade die Eigenschaft besitzt, das Eisenoxyd zu reduciren und in metallisches Eisen zu verwandeln, ist inzwischen wieder zur Kohlensäure geworden, reducirt in den oberen Erzschichten als Kohlenoxyd das Eisen, es entsteht von Neuem metallisches Eisen und Kohlensäure, und so schreitet der Prozefs unaufhaltsam vorwärts, wobei das Produkt desselben, das geschmolzene Roheisen, sich im unteren Heerdraume ansammelt. An der höchsten Stelle des Ofens, wo das Kohlenoxydgas, des mangelnden Erzes wegen, nicht mehr in die höhere Oxydationsstufe übertreten kann, entweicht dasselbe durch die »Gicht« und es entsteht daher die weit sichtbare Gichtflamme.

Auf diese Weise werden die Eisenerze im oberen Theile des Ofens (Vorwärmezone) zuerst vorgewärmt, geröstet und allmählig in metallisches Eisen verwandelt; in dem Mafse, als dieses reducirte Eisen weiter nach unten rückt, nimmt es mehr und mehr Kohle aus dem Kohlenstoff auf und verwandelt sich dadurch in ein leicht schmelzbares, hochgekohltes Roheisen; zugleich verbindet es sich aber auch mit den, in den Zuschlägen enthaltenen fremden Substanzen, mit Kiesel, Schwefel, Phosphor u. s. w., die jedoch gröfstentheils als geschmolzene Schlacke wieder ausscheiden. Rückt nun das gekohlte Eisen noch tiefer, befindet es sich den Formen gegenüber in der »Schmelzzone«, so schmilzt es und fliefst tropfenweise in den unteren Heerd, wo es von der geschmolzenen Schlacke gedeckt und vor weiterer Verbindung mit den Zuschlägen geschützt wird. Von der quantitativ richtigen Mischung dieser Schlacke hängt, wie bereits bemerkt, wesentlich das Gelingen des Prozesses ab, insofern dieselbe zur richtigen Zeit schmelzen und an der Oberfläche des in Flufs gerathenen Eisens ein schäumendes Schutzmittel abgeben mufs. Hat sich über dem Heerde eine genügende Quantität geschmolzenen Eisens angesammelt und der betreffende Raum mit Eisen und Schlacke gefüllt, so läfst man das Eisen nach Beseitigung eines, zur Seite befindlichen Thonstöpsels frei herausfliefsen; in der sogen. Schlackentrift bleibt dabei die Schlacke zurück, die später in gröfserer Menge entfernt wird. In dem Mafse nun, als man unten das geschmolzene Eisen abzieht, giebt man oben von Neuem Erze und Kohlen auf, und so schreitet der Prozefs ungestört fort, so dafs es in der That Oefen giebt, die bereits länger als 8 bis 10 Jahre in ununterbrochener Thätigkeit geblieben sind. Zur Aufnahme der geschmolzenen Masse dienen Einschnitte oder Kanäle, die in den Fufsboden der Fabrik mittelst hölzerner Schablonen 0^m025 bis 0^m05 tief in eine feine halbfeuchte Coaksasche eingedrückt sind und vor einem jedesmaligen Gusse von Neuem angefertigt werden müssen. Das Roheisen tritt zuerst in einen Hauptkanal und von hier aus in die Nebenkanäle, die, rechtwinklig gegen die Richtung des ersteren, in einer gröfseren Zahl von parallelen Reihen durchlaufen; dieselben sind von kleinen Dämmen durchschnitten, über die sich die flüssige Masse stromweise ergiefst, so dafs die Kanten und Ecken der Kanäle dadurch vollständiger ausgefüllt werden. Tritt das Roheisen beispielsweise des Abends in diese Kanäle ein, so bleibt es hier behufs vollständiger Abkühlung während der darauffolgenden Nacht liegen; am Morgen wird die erhärtete, noch lauwarme Masse mittelst schwerer Hämmer in Stücke zerschlagen, die später einer verschiedenen Bearbeitung unterliegen. Bei einer gröfseren Anzahl von Hohöfen gehört ein derartiges Kanalsystem selbstverständlich zu einem jeden Ofen. Die Breite der Kanäle beträgt

etwa 0^m20 bis 0^m25; ihre Anzahl hängt von der Gröfse des Ofens ab, insofern die jedesmal abgestochene Roheisenmenge in den Kanälen vollständig Platz finden mufs. Die in Stücke zerschlagenen »Gänze«, von quadratischer oder rechteckiger Form, zeigen in ihren Durchschnittsflächen verschiedene Farbennüancen; sie werden in Cupolöfen oder in Flammöfen eingeschmolzen, können aber auch sofort zu Puddlingsstahl verarbeitet werden. Von dem als Produkt sich ergebenden Roheisen unterscheidet man drei Varietäten:

1) das graue Roheisen, 2) das weifse Roheisen, 3) das halbirte Roheisen. Alle drei Sorten sind sehr kohlenstoffhaltig. In früheren Zeiten war man der Ansicht, dafs das graue Roheisen mehr Kohlenstoff enthalte, als das weisse, während heutzutage gerade der umgekehrte Fall erwiesen ist; jedenfalls ist die Farbe des Roheisens nicht durch die Gröfse des Kohlenstoffgehaltes bedingt; so ist mit dem weifsen Roheisen die gröfste Menge Kohlenstoff, nämlich 5,25% verbunden, während der gesammte Kohlenstoffgehalt im grauen Roheisen nur 2,5 bis höchstens 4,75% beträgt. Wie nun auch dieses quantitative Verhältnifs in beiden Eisensorten sich herausstellen möge, so ist doch jedesmal bei dem grauen Roheisen der Kohlenstoff als Graphit deutlich und sichtbar eingesprengt und bildet daher einen mechanischen Gemengtheil des Eisens; dagegen ist der Kohlenstoff mit dem weifsen Roheisen chemisch verbunden, weshalb er durch das Auge nicht wahrgenommen werden kann. Die zwischen beiden Eisensorten auftretenden Uebergänge bezeichnet man mit dem Namen »halbirtes« oder »halbgraues« Roheisen; es enthält dasselbe meistens eine farblose Grundmasse mit einer gröfseren oder kleineren Menge mechanisch eingesprengter Graphittheile. In dem Mafse die chemisch oder mechanisch beigemengten Kohlentheile überwiegen, wird auch die Farbe dieses halbirten Roheisens verschiedenen Nüancen unterworfen sein. Ebenso wie man ferner bei dem grauen Roheisen verschiedene Farbenabstufungen vom hellsten bis zum dunkelsten Grau unterscheidet, so läfst sich auch beim weifsen Roheisen als eine besondere Specialität desselben das sogen. »Spiegeleisen« bezeichnen; dasselbe ist fast durchsichtig, enthält grofse glatte Flächen und glänzt wie ein Spiegel.

Ob nun als Produkt des Hohofenprozesses das graue oder das weifse Roheisen gewonnen wird, hängt von mannigfachen Umständen und Bedingungen ab. Von wesentlichem Einflusse ist besonders die Qualität und Quantität der in Anwendung kommenden Kohlen, die Beschaffenheit der Gebläseluft, wovon auch hauptsächlich ein mehr oder weniger hitziger Gang des Ofens abhängt, ferner der Feuchtigkeitszustand der Erze, Höhe und Querschnitt des Ofens u. s. w. Im Allgemeinen ist als feststehend zu betrachten, dafs sich das graue Roheisen bei hoher Temperatur des Ofens bildet; diese Bedingung erfüllt sich also bei einer reichlichen Menge zur Verwendung kommender Kohle, bei trockenen, nicht zu massenhaft aufgegebenen Erzen, bei intensiver Gebläseluft und bei nicht zu grofsen Querschnittsdimensionen des Ofens; unter umgekehrten Verhältnissen würde sich das weifse Roheisen ergeben. Hieraus erklärt sich auch der höhere Preis des grauen Roheisens, da im Allgemeinen die Herstellung desselben einen gröfseren Aufwand an Brennmaterial erfordert.

Uebrigens weichen beide Eisensorten nicht allein hinsichtlich ihrer verschiedenen Farbe, sondern auch noch in anderer Beziehung wesentlich von einander ab; so ist das graue Roheisen weniger hart, als das weifse; je dunkler das erstere, desto leichter läfst es sich feilen, bohren und drehen; im Gegensatze hierzu ist die Härte des Spiegeleisens häufig so grofs, dafs es Glas schneidet und von der besten

englischen Feile nicht angegriffen wird. Hinsichtlich des Schmelzpunktes wäre zu bemerken, dafs das weifse Roheisen viel leichtflüssiger ist, als das graue Roheisen; das letztere gelangt erst bei der gewöhnlichen Schweifshitze des Stabeisens in Flufs, erreicht aber dabei einen so hohen Grad von Dünnflüssigkeit, wie dieses in demselben Mafse beim Spiegeleisen wohl nicht zu ermöglichen ist.

Als ein lästiges Nebenprodukt des Hohofenprozesses ist allemal die Schlacke zu betrachten, da sie keine zweckmäfsige Verwerthung gestattet; jeder Besitzer eines Hohofens spendet daher ein herzliches »Gratias«, wenn sich ein Abnehmer für diesen werthlosen Ballast findet. Die Farbe der Schlacke ist verschieden; man findet sie blau, grau, grün und in allen sonstigen Farbenabstufungen. Giefst man auf die glühende Schlacke ein wenig Wasser, so erscheint sie porös und wird in diesem Zustande zum Chausseebau verwendet. Als ein weiteres, jedenfalls nicht so undankbares, Nebenprodukt gewinnt man bei vielen Hohöfen den sogen. »Gichtschwamm« (Zinkoxyd). Derselbe setzt sich im Innern des Ofens in der Nähe der »Gicht« ab und wird zur Darstellung von Zink benutzt.

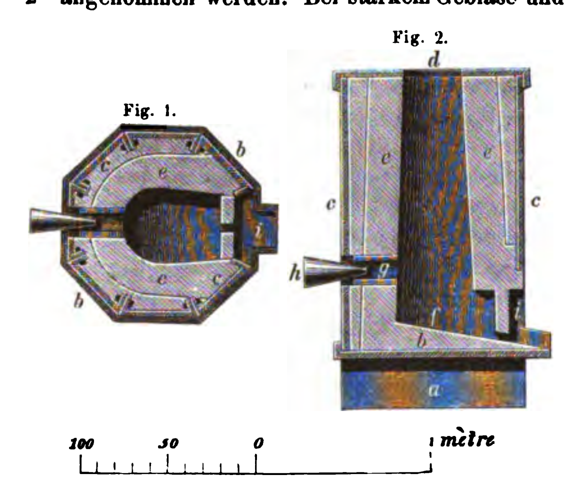
Sämmtliche Hüttenwerke Preufsens fabricirten im Jahre 1864 ca. 14 Millionen Ctr. Roheisen. Das Bochumer Hüttenwerk verarbeitete allein 1,800000 Ctr. Eisenerze, aus denen etwa 1 Million Ctr. Roheisen gewonnen wurde. Von jenen 14 Millionen kamen ungefähr 11 Millionen auf die Provinzen Rheinland und Westphalen, während die übrigen 3 Millionen sich auf Schlesien, Sachsen u. s. w. vertheilten. Ganz Europa fabricirt jährlich über 200 Millionen Ctr. Roheisen, hiervon England allein die Hälfte. Preufsen behauptet hinsichtlich seiner Produktion an Roheisen den vierten Rang unter den europäischen Ländern; hierin wird also diesem Staate die Superiorität entschieden streitig gemacht. Die ersten Hohöfen wurden in Preufsen unter Friedrich d. Gr. in Schlesien erbaut.

Das durch den Hohofenbetrieb gewonnene Roheisen wird, je nach der Farbe und Beschaffenheit desselben, zu dreierlei Zwecken verwendet: zur Giefserei, zur Stabeisen- und zur Stahlfabrikation. Nicht jedes Roheisen ist für den Gufs gleich vortheilhaft geeignet, da die Beschaffenheit desselben auf die Qualität und die inneren Structurverhältnisse der gegossenen Gegenstände von grofsem Einflufs ist. So wäre die Anwendung des weifsen Roheisens nur für solche Gufsgegenstände empfehlenswerth, die, wie Walzen, Hämmer u. s. w., eine grofse Härte erhalten sollen. In einem höheren Grade eignet sich hierzu das graue Roheisen, da es wegen seiner gröfseren Dünnflüfsigkeit einen sehr scharfen Gufs gestattet und den daraus hergestellten Gegenständen eine geringere Härte und Sprödigkeit verleiht, in Folge dessen sie sich auch leichter feilen und ciseliren lassen. Aus diesem Grunde bedient man sich dieses Roheisens auch zum Gufs solcher Constructionstheile, die, wie Träger, Säulen, Platten u. s. w., in der Baupraxis zur Anwendung kommen. Dagegen eignet sich das weifse Roheisen besser zum Verpuddeln, und das Spiegeleisen besonders zur Stahlfabrikation.

Bevor nun das Roheisen zur Giefserei verwendet werden kann, müssen die aus dem Hohofen hervorgegangenen »Gänze« (ganze Stücke) einer Ein- resp. Umschmelzung unterworfen werden, ein Prozefs, der entweder in Cupolöfen (niedrige Schachtöfen) oder in Flammöfen (gewölbte Stichöfen) zur Ausführung kommt. Die Nothwendigkeit einer solchen Umschmelzung wird durch dreierlei Rücksichten geboten: 1) weil die Giefserei wohl nur in seltenen Fällen sich in der unmittelbaren Nähe des Hohofens befindet; 2) weil der Hohofen zuweilen die nothwendige Menge des geschmolzenen Eisens nicht auf Einmal liefert; 3) weil eine

Sortirung der von verschiedener Beschaffenheit auftretenden Roheisenstücke vorgenommen werden mufs. Hierzu kommt, dafs während des Umschmelzens eine vollkommenere Vertheilung des Graphits stattfindet.

Die Schachthöhe beträgt bei Cupolösen 2 bis 6^{m}, für Holzkohle wenigstens $4^{m}5$, für Coaks 2 bis $2^{m}75$; die Weite der Schächte kann bei kleineren Oefen und bei e i n e r Form auf $0^{m}45$ bis $0^{m}60$, bei mehreren Formen in einer Reihe auf 1 bis 2^{m} angenommen werden. Bei starkem Gebläse und bei festem Coaks liegen die Formen etwa $0^{m}5$, und bei schwachem Gebläse und Holzkohlen $0^{m}3$ über dem Boden. Es ist zweckmäfsig, mehrere Formen in e i n e m Niveau oder schneckenförmig über einander anzubringen. 100 ℔. leichtflüssiges Roheisen erfordern in hohen Cupolöfen $4\frac{1}{2}$ Cub.-F. = 36 bis 46 ℔. Nadelholzkohlen, strengflüssiges $5\frac{1}{2}$ bis 6 Cub.-F. = 55 bis 60 ℔. An Coaks gebraucht man zu 100 ℔. Roheisen 20 bis 40 ℔. — Der Eisenabgang beträgt durchschnittlich 5 bis 10%.



Die Fig. 1 und 2 zeigen im Grundrifs und Durchschnitt einen Cupolofen der ehem. königl. Eisengiefserei in Berlin nach den Mittheilungen, die hierüber in »Schubarth's Handbuch der technischen Chemie«, Band II. Seite 103 enthalten sind. Der Ofen hat im Aeufsern die Form eines achtseitigen Prismas und steht auf einem $0^{m}45$ bis $0^{m}60$ hohen Fundament *a*, auf welchem die achtseitige, gufseiserne Bodenplatte *b* liegt; die letztere, sowie die oben bei der Gicht befindliche Deckplatte *d*, ist mit Rändern versehen, um den verticalen, unter einander verschraubten 8 Seitenplatten *cc* dadurch einen gröfseren Zusammenhalt zu verleihen. Das eigentliche Schachtmauerwerk *e* besteht aus feuerfesten Ziegeln, die von der eisernen Enveloppe durch eine aus Asche gebildete Isolirschicht getrennt sind. Ueber der Bodenplatte *b* ist die Heerdsohle *f* aus feuerfestem, mit reinem Quarzsand gemengtem Thon etwa $0^{m}2$ hoch eingestampft, so dafs nach dem Abstich hin ein gehöriger Fall entsteht; *g* bezeichnet die Form, *h* die Düse. Die für den Abstich bestimmte Oeffnung *i*, welche $0^{m}32$ breit und $0^{m}40$ hoch ist, bleibt während des Schmelzens vermauert, indem nur am tiefsten Punkte eine kleine Oeffnung für den freien Abzug der geschmolzenen Masse gelassen wird. Die Form des Schachtes ist am zweckmäfsigsten konisch, oben etwas enger als unten, wobei die Weite desselben in der Formhöhe ca. $0^{m}60$ betragen kann. Eine kleine hölzerne Treppe führt etwa bis zur halben Höhe des Ofens, von wo aus abwechselnd kleinere g r a u e Roheisenstücke, aus dem Hüttenwerk zu Gleiwitz in Oberschlesien bezogen, und Coaksstücke durch die Gichtöffnung in den Ofen geworfen werden. Der Gufs beginnt täglich Nachmittags zwischen 4 und 5 Uhr, zu welchem Zweck der Ofen etwa 30 Minuten vorher »a n g e b l a s e n« wird; in 15 bis 20 Minuten befindet sich derselbe in vollem Gange.

Bei einer gröfseren Anzahl von Formen pflegt man die Anordnung so zu treffen, dafs, wenn das Roheisen die Höhe der unteren Form erreicht hat, diese

mit Thon geschlossen und hierauf die obere in Gang gesetzt wird; auf diese Weise ist man leicht im Stande, eine Menge geschmolzenen Roheisens im Schacht anzuhäufen und zum Gufs grofser Stücke zu verwenden; nach erfolgtem Abstich wird das Eisen in Giefskellen geleitet und mittelst dieser in die Formen übertragen.

Während in den Cupolöfen, um den Prozefs des Umschmelzens zu beschleunigen, gewöhnlich nur kleinere Roheisenstücke (immer nur graues Roheisen) zur Verwendung kommen, haben die Flammöfen, niedrige gewölbte Stichöfen von rechteckiger Form, vor den ersteren den Vortheil, dafs in ihnen auch gröfsere Roheisenstücke im Gewichte von mehreren Centnern zur Umschmelzung gelangen können. Der Prozefs dauert natürlich viel länger (oft mehrere Stunden); auch erfordert derselbe einen gröfseren Aufwand an Brennmaterial. Das Produkt der Umschmelzung ist in beiden Fällen von gleicher Qualität.

Fig. 3.

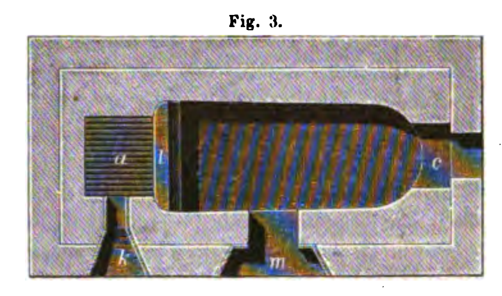
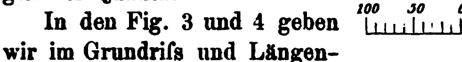


Fig. 4.



In den Fig. 3 und 4 geben wir im Grundrifs und Längendurchschnitt die Construction eines Flammofens, wie derselbe in der Saynerhütte aufgeführt und in der bereits oben angegebenen Quelle mitgetheilt ist. Hierin bezeichnet *a* den Rost, *b* den Schmelzheerd, *c* den Fuchs, *d* das Gewölbe aus feuerfesten Ziegeln, *ee* Isolirkanäle, *f* eine gröfsere Zahl von eisernen Platten, auf denen das, aus flach gelegten Steinen bestehende Heerdmauerwerk *g* ruht; über diesem liegt ein Lehmestrich *h*, auf den eine Sandschicht *i* geschüttet wird; das Schürloch *k* wird durch einen gufseisernen Kasten eingefafst; ferner bezeichnet *l* die gemauerte Feuerbrücke und *m* die Einsetzöffnung, welche durch eine eiserne Thür zu verschliefsen ist; mittelst einer Kette und einer Hebelvorrichtung läfst sich diese beliebig auf- und niederziehen; um sie vor dem Verbrennen und Einschmelzen sicher zu stellen, wird sie von Innen mit Thon beschlagen und auch von Aufsen mit trockenem Sand beworfen. In der Mitte des Fuchsdammes *n* liegt, in der Höhe der Heerdsohle, die Abstichöffnung *o*, welche während der Umschmelzung geschlossen ist und nur für den Abstich geöffnet wird.

Um einen Gufsgegenstand herzustellen, mufs zunächst die Procedur des Formens vorangehen. Die zur Formerei erforderlichen Materialien bestehen im Allgemeinen aus feuerfesten Stoffen, und zwar entweder aus Gufseisen, oder aus erdigem Material. Das erstere wird nur selten, nämlich zum sog. Schalengufs verwendet und giebt Gufsstücke, deren Oberfläche aus weifsem Gufseisen besteht. Zu den erdigen Materialien gehören alle, in feuchtem Zustande zu verarbeitenden Sand- und Lehmarten, sowie Gips, Kohlenstaub u. s. w. Nach der verschiedenen Zusammensetzung dieser Materialien unterscheidet man gewöhnlich: »Formsand« und »Masse«, und dem entsprechend in Bezug auf die For-

merei selbst 1) Sandformerei, 2) Massenformerei, 3) Schalen- oder Coquillenformerei.

Der Formsand ist eine Mischung von gewöhnlichem Sande mit dem zur Consistenz nothwendigen Thongehalte, so dafs sich das Ganze leicht kneten läfst und auch Ein- und Abdrücke bequem annimmt. Wegen der geringen Haltbarkeit solcher Formen und der daraus hervorgehenden Gefahr, dafs sie während des Austrocknens zerfallen, darf man sie nur in angefeuchtetem Zustande zum Gufs verwenden. Hieraus entsteht aber der Uebelstand, dafs das geschmolzene Eisen an der Oberfläche schnell abkühlt (»abschreckt«) und dadurch oft eine Sprödigkeit und Härte annimmt, die einer weiteren Bearbeitung grofse Schwierigkeit entgegensetzt. Andererseits entsteht durch Verdunsten des Wassers theils Wasserdampf, theils, durch weitere Zersetzung desselben, auch Wasserstoffgas, dessen Entweichen durch künstlich angebrachte Kanäle (Windpfeifen) befördert werden mufs, damit Blasen, Fehlstellen u. s. w. im Innern der Gufsmasse möglichst vermieden werden. Aus demselben Grunde dürfte auch ein etwas grobkörniger, nicht zu fest gekneteter Sand einem anderen von zu feinkörnigem Gefüge vorzuziehen sein. In der ehemaligen königl. Eisengiefserei in Berlin verwendete man einen feinen, aber scharfen und mit Kohlenstaub vermengten Sand (also schwarz gefärbt), der aus Köpenick und Fürstenwalde bezogen wurde. Die aus den Sandformen hervorgegangenen Gufsstücke charakterisiren sich demnach durch eine rauhe, mit Nähten und Rändern versehene Aufsenfläche, die sich überdies durch grofse Härte auszeichnet.

Die sogen. »Masse« besteht dagegen hauptsächlich aus einem feinen plastischen Thon, dem man eine geringe Quantität Sand zusetzt, so dafs diese Mischung, die häufig der zur Fabrikation der Mauersteine verwendeten Thonmasse gleicht, die feinsten Eindrücke anzunehmen im Stande ist. Man bedient sich daher dieser »Masse« gewöhnlich zum Formen solcher Gegenstände, die nicht zu voluminös sind, dabei ein subtiles Aussehen erhalten und, wie dies beispielsweise bei den Säulen-Kapitälen der Fall ist, mit vielen Ein- und Ausschnitten versehen werden sollen. Im Gegensatze zu den Formen aus Sand können solche aus »Masse« wegen des zähen und dichten Materials, welches ein Entweichen der oben erwähnten Gasarten in hohem Grade erschwert, nur in vollständig ausgetrocknetem und erhärtetem Zustande verwendet werden; hieraus entsteht dann der Vortheil einer gleichmäfsigeren Abkühlung und einer geringeren Sprödigkeit des Gufsstückes. Es ist einleuchtend, dafs die kostspieligere Anfertigung, und namentlich die zeitraubende, in grofsen Oefen erfolgende Austrocknung der Formen aus »Masse« einen viel höheren Preis der aus ihnen hervorgehenden Gufsgegenstände bedingt, weshalb man für Bauzwecke dem viel billigeren Sandgusse gewöhnlich den Vorzug einräumt.

Unter »Schalengufs« endlich versteht man einen Gufs in eisernen Formen; man bedient sich desselben hauptsächlich für feinere Gegenstände, so für Kapitäle, Ornamente u. s. w. Die Aufsenfläche der auf diese Weise hergestellten Gufsstücke ist hart, glatt und polirt. In dem Augenblick nämlich, wo das graue Roheisen in die Form eingegossen wird, kühlt es an der Oberfläche plötzlich ab, — es »schreckt« ab — und es erscheint hier hart und weifs, während es im Innern seine graue Farbe beibehält. Es wird daher diese Gufsmethode besonders für solche Gegenstände angewendet, deren Aufsenfläche ein helles, glattes und polirtes Aussehen darbieten soll.

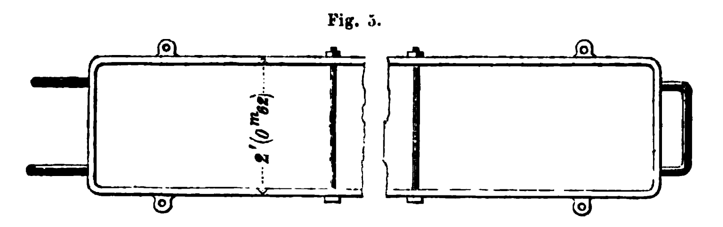
Die Art und Weise des Gusses, sowie die Manipulation bei der etwaigen Sicherstellung der Form gegen Zerbrechen hängt im Allgemeinen von der Form

und Gröfse des zu giefsenden Stückes ab, und man unterscheidet hiernach einen Heerdgufs, Kastengufs und Mantelgufs.

Der Heerdgufs eignet sich besonders für glatte, volle oder durchbrochene Platten, überhaupt für flache Gegenstände, die nur an der einen Seite, wo sie mit der Form in Berührung treten, eine glatte Fläche erhalten sollen, während sie an der entgegengesetzten Seite in einem rauheren Zustande erscheinen können. Auch gerippte, oder mit einseitigem Relief versehene Platten lassen sich auf diese Weise herstellen. Man bedient sich hierzu fast ausschliefslich der Sandformerei, wobei die Form nach vollendetem Gufs wieder zerstört wird, damit der Sand, nachdem er von Neuem angefeuchtet worden, wieder für weitere Zwecke sich benutzen läfst. Die Farbe des Sandes ist vollständig gleichgültig. Nachdem mittelst des, in den Sand eingedrückten und wieder herausgehobenen Modells die gewünschte Form hergestellt worden, geschieht der Gufs in der Weise, dafs man die geschmolzene Masse in ein, mit der Form in Verbindung stehendes, eingedämmtes Loch hineingiefst, von wo aus sie in alle Theile derselben übertritt.

Der Kastengufs kommt wohl am häufigsten, und zwar für solche Gegenstände in Anwendung, die nach allen Seiten hin eine bestimmte Abgrenzung, und überall eine ganz glatte Oberfläche erhalten sollen. Bleiben die Gufsstücke voll und massiv, wie beispielsweise Walzen, Rollen, volle Säulen, Räder u. s. w., so kann man sich sowohl des Formsandes, wie der »Masse« bedienen; bei allen hohlen Gegenständen dagegen, wie bei hohlen Säulen, Schuhen, Muffen etc., mufs jedenfalls der freischwebende »Kern« aus »Masse« bestehen. Um ein Beispiel für diesen Kastengufs anzuführen, soll nachstehend erläutert werden, wie ein hohles, cylinderförmiges Rohr, etwa eine Säule von beliebigem Durchmesser und beliebiger Länge gegossen wird. Zu diesem Zweck fertigt man zunächst ein aus Holz bestehendes Modell an, welches aus zwei vollen Halbcylindern besteht, deren Durchmesser dem äufseren Durchmesser des zu giefsenden Hohlcylinders gleich sein mufs. Alsdann nimmt man einen oben und unten offenen, nur an den 4 Seiten geschlossenen gufseisernen Rahmen (Kasten) von rechteckiger Gestalt, dessen

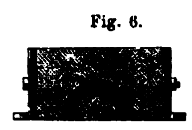
Fig. 5.



Länge und Breite von den Dimensionen des zu giefsenden Gegenstandes abhängig ist, während seine Höhe etwa auf 0^m30 bis 0^m45 angenommen werden kann. Um den beiden längeren Seitenwänden des Kastens eine gröfsere Festigkeit zu verleihen, sind sie in Entfernungen von 0^m95 bis 1^m25 durch Schraubenbolzen unter einander verbunden. Wenn dergleichen Kasten nur von kleinen Dimensionen zur Anwendung kommen, so dafs sie ohne Schwierigkeit durch Menschenhände gehoben werden, so befinden sich zu diesem Zweck, vergl. den Grundrifs Fig. 5, an den beiden kürzeren Seitenwänden Bügel, oder auch je 2 cylindrische Handgriffe, die hier fest eingeschmiedet sind. Es wäre noch zu bemerken, dafs in der Absicht, zwei von diesen Kasten genau passend über einander zu setzen und zu befestigen, an dem unteren Rande der beiden längeren Seitenwände, in Abständen von 0^m95

bis $1^{m}25$, abgerundete Lappen angegossen sind, die mit Durchbohrungen versehen werden und für je zwei übereinander zu stellende Kasten genau correspondiren müssen. Einen solchen Rahmen stellt man nun auf eine glatte, horizontale Sandfläche (kleinere Formen wohl auch auf eine Holzunterlage) und mitten hinein das halbcylinderförmige Modellstück *a*, vergl. den Querdurchschnitt Fig. 6, so dass die Achse desselben mit der längeren Seitenwand des Rahmens parallel ist. Hierauf erfolgt nun die Ausfüllung des ganzen Rahmens mit Formsand, wobei für den dunkler schraffirten Theil, der als nächste Umhüllung des Modells dient, ein feinerer, besserer Sand aufgetragen wird, während zur weiteren Ausfüllung ein schlechteres halbfeuchtes Material in Anwendung kommt. Das letztere wird mittelst eiserner Stampfen, die an einem hölzernen Griff gehandhabt werden, fest eingedrückt, wobei jedoch das, auf Erfahrung beruhende richtige Mafs des Stampfens eingehalten werden mufs, da ein zu starkes Comprimiren des Sandes leicht eine blasige Oberfläche des Gufsgegenstandes zur Folge hat. Nachdem nun noch die Sandfüllung des Kastens horizontal abgeglichen worden, wird derselbe umgedreht und das Modell herausgenommen — eine Arbeit, die mit grofser Vorsicht auszuführen ist, damit die Ränder der Sandfüllung dabei nicht abbrechen; man bedient sich daher vortheilhaft eines kleinen, in Wasser getauchten Pinsels, mit dem man die Ränder befeuchtet, worauf dann das Modell mit Hülfe einiger, in dasselbe einzulassenden Holzschrauben aus der Sandfüllung vorsichtig herausgehoben wird; zur weiteren Lockerung des Modells pflegt man hierbei fortgesetzt an die Schrauben mittelst cylindrischer Stäbe, der sogen. Klopfeisen, anzuschlagen. In ganz ähnlicher Weise verfährt man mit der zweiten Hälfte des Modellstückes, um welches in einem anderen, gleich grofsen Rahmen der Formsand gleichfalls festgestofsen wird, so dafs nach der Herausnahme desselben auch in dieser Füllung eine halbcylinderförmige Vertiefung zurückbleibt. Bei der Ausfüllung dieses zweiten Rahmens ist jedoch erforderlich, mittelst hölzerner Stöpsel einige Oeffnungen herzustellen, welche die Formmasse an verschiedenen Stellen durchbrechen und bis zur Mantelfläche des Modells durchgreifen; durch die eine dieser Oeffnungen, Eingufsöffnung, oder Trichter, — bei gröfseren Gufsgegenständen, wie bei eisernen Säulen und dergl., sind auch 2 bis 3 von diesen Oeffnungen erforderlich —, läfst man das eingeschmolzene Eisen eintreten, während die anderen — »Windpfeifen« — dazu dienen, das Entweichen der durch die Gufsmasse verdrängten Luft zu befördern. Nachdem der Formsand auch in den zweiten Rahmen eingestampft und sämmtliche Stöpsel festgestofsen worden, zieht man die letzteren vorsichtig heraus, wendet den Rahmen um und entfernt auch aus diesem das Modell in ganz gleicher Weise, wie dieses bereits oben beschrieben worden. Hierauf bringt man in die Sandvertiefung des unteren Kastens den aus »Masse« bestehenden »Kern« hinein, dessen Durchmesser gleich dem lichten Durchmesser des zu giefsenden Hohlcylinders ist, und erhält ihn während des Gusses in einer freischwebenden Lage. Um ihm eine gröfsere Steifigkeit zu verleihen, läfst man mitten durch denselben einen eisernen Hohlcylinder durchgreifen, der an den Enden etwas hervortritt und gleichzeitig zum Abzug der Luft dient; auch erleichtert diese eiserne Achse das spätere, mittelst Hammer und Meifsel auszuführende Herausschlagen des Lehmkerns. Die zur Herstellung desselben zu verwendende Masse, welche vollständig ausgebrannt werden mufs, besteht aus Lehm oder Thon, jedoch untermischt mit etwas Stroh, Pferde- oder Kuhmist, damit die Masse dadurch poröser wird und der Gufs schnel-

Fig. 6.



ler und gleichmäfsiger vor sich geht. Die Erfahrung hat nämlich gelehrt, dafs die Gufsmasse unruhig und in zitternder Bewegung die Nähe des Kerns vermeidet, ja sogar aus der Eingufsöffnung heraustritt, wenn das Material des letzteren zu hart, starr und fest ist. Was die Unterstützung desselben anbetrifft, so erfolgt diese zunächst an beiden Enden durch den Formsand selbst, aufserdem aber noch mehrere Male durch sogen. Kernnägel, lange eiserne Rundstifte von der in Fig. 7 dargestellten Form; dieselben werden vertical in den Formsand des unteren Kastens hineingestofsen, und erhalten an ihrem oberen, um die Gufseisenstärke frei hervortretenden Ende ein aufgelöthetes abgerundetes Lager aus schwachem Blech, in welchem der Kern aufruht. Auch in dem oberen Kasten sind mehrere solcher Kernnägel durchaus erforderlich, weil sonst beim Hineingiefsen der Schmelzmasse der Kern gehoben und hiermit der ganze Gufs verdorben werden könnte. Um diesen Kern herum wird nun der Mantel des Gufsstückes gegossen; man setzt daher mit Hülfe eines Krahns den oberen Kasten auf den unteren genau so auf, dafs die correspondirenden, an die Berührungsflächen angegossenen Lappen sich decken, verschraubt diese mittelst Splintbolzen fest unter einander und sorgt endlich für eine genügende Zahl von Luftlöchern, durch welche die Gase während des Gusses einen ungehinderten Abzug finden. Sollten diese Kanäle, wie bereits oben angedeutet, nicht gleich bei der Ausfüllung des zweiten Kastens angebracht worden sein, so kann dieses nachträglich dadurch geschehen, dafs man mittelst eines Spitzeisens (nicht viel stärker als eine Stricknadel) den Formsand des Kastens stellenweise durchstöfst. Um der Luft auch seitwärts einen Ausweg zu verschaffen, dient ein am Ende des Kerns angebrachter Kanal, der aus Lehm gefertigt wird und oben seine Mundöffnung erhält. Auch ist über dem zuletzt erwähnten Kasten noch ein cylinderförmiger, aus Formsand herzustellender Aufsatz erforderlich, durch den ein Arbeiter mittelst eines eisernen Stöfsers während des Gusses auf die Schmelzmasse drückt, damit diese dadurch dichter und compacter werde; diese Vorsicht ist besonders bei solchen Gufsgegenständen geboten, die eine gröfsere Eisenstärke erhalten. Nachdem endlich noch auf den oberen Kasten die eisernen »Beschwerungsstücke« *b*, Fig. 9, in genügender Zahl aufgelegt und gleichmäfsig vertheilt worden, so dafs dadurch ein ausreichendes Aequivalent gegen den Druck der Schmelzmasse entsteht, so sind jetzt die Dispositionen beendigt und alle Vorbereitungen getroffen, — »wohl, nun kann der Gufs beginnen!« — Zu diesem Zweck ist die Pfanne *a*, Fig. 8, welche die Schmelzmasse aufnehmen und in die Form übertragen soll, unter der mit dem dem »Abstich« in Verbindung stehenden Thonrinne bereits aufgestellt.

Fig. 7.

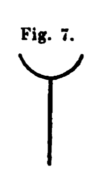
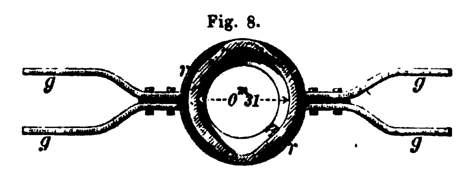


Fig. 8.



Dieselbe besteht aus Gufseisen und hat eine cylindrische, unten abgerundete Form; im Innern ist sie mit einem unverbrennlichen Material ausgefüttert. In der halben Höhe der Pfanne legt sich um die gufseiserne, mit 2 Mundstücken versehene Umhüllung ein schmiedeeiserner Ring *r*, mit dem beiderseits die Gabeln *g g* verschraubt sind. Ein Arbeiter stöfst nun mittelst einer eisernen Krücke die den Abstich des Cupolofens verschliefsende Lehmmasse bei Seite, und in demselben Augenblicke strömt die Schmelzmasse in die Pfanne; ist dieselbe gefüllt, so wird der Abstich wieder geschlossen, zwei Arbeiter tragen sie an die Form und fahren mit dem Eingufs gleichmäfsig und ununterbrochen fort, bis die Schmelzmasse in dem Trichter

stehen bleibt; dies ist das Zeichen, dafs der Zwischenraum zwischen dem Kern und dem Formsand ausgefüllt und der Gufs vollendet ist. Während dieses Vorganges treten sowohl aus den Windpfeifen, wie aus der vollen Masse des Formsandes und aus der zwischen beiden Kasten befindlichen Fuge blaue Flämmchen mit detonirendem Geräusch in grofser Menge hervor; dieselben werden indessen mit der Zeit immer spärlicher und verschwinden endlich ganz. Nach etwa 8 bis 10 Stunden können bereits die Kasten auseinandergeschraubt und ihres Inhalts entledigt werden. Man läfst den Gufsgegenstand absichtlich nicht zu lange in der Form, damit der Sand nicht zu stark durchbrennt, wodurch er an Güte und Brauchbarkeit verliert. Das Lager der Kernnägel, sowie der aus der Formmasse hervortretende Schaft derselben, ist selbstverständlich an der Wandstärke der Säule an- und eingegossen; der übrige Theil des Schaftes wird abgeschlagen, dann von Neuem mit einem angelötheten Lager versehen und hierauf zu gleichem Zwecke verwendet. Die an der äufseren Mantelfläche sichtbaren Nähte und Ränder etc. werden durch Ciseliren sorgfältig beseitigt. Fig. 9 zeigt die beiden über einander verschraubten Kasten in ihrem fertigen und zum Gufs vorbereiteten Zustande.

Fig. 9.

Der Ctr. einer gufseisernen Säule wird durchschnittlich, je nach der Gröfse der Bestellung, mit 5 bis 5½ Rthlr. bezahlt.

Was den **Mantelgufs** anbetrifft, so bedient man sich desselben hauptsächlich für gröfsere Hohlstücke von verschiedener äufserer und innerer Form, die überdies ohne Anwendung eines Modells gegossen werden sollen. Die Form besteht daher stets aus »**Masse**« und mufs vor dem Gebrauch eine so vollständige Erhärtung erlangt haben, dafs sie keiner weiteren Umhüllung durch Kasten oder Rahmen bedarf; ebensowenig ist beim Mantelgufs ein Modell erforderlich, weil von den drei, auf besonderen Schablonen geformten Hauptstücken, nämlich dem »**Kern**, **Hemd** und **Mantel**«, der erstere (Kern) genau die Gestalt und die Oberfläche des inneren, hohlen Körpers erhält; das »**Hemd**« stellt dagegen die Dicke der einzugiefsenden Eisenmasse dar und bestimmt daher nach seiner Wegnahme die Stärke des Gufsgegenstandes, während durch den »**Mantel**« die äufsere Form und Oberfläche desselben begrenzt wird.

Um die fertigen Gufsstücke möglichst dicht und frei von Blasen, Fehlstellen u. s. w. zu erhalten, ist es nothwendig, dafs das flüssige Eisen schnell in alle Winkel und Ecken eindringt und diese vollständig ausfüllt. Da diese gleichmäfsige Ausfüllung nicht unwesentlich durch den Druck der flüssigen Masse befördert wird, so ist es rathsam, Gufsstärken unter 1^{cm} zu vermeiden, ebenso wie andererseits Gufsstärken über 6 bis 7^{cm} leicht mifslingen und keine Garantie für ihre vollkommene Dichtigkeit darbieten. Eine rauhe und blasige Oberfläche kann als Zeichen eines mifslungenen Gusses betrachtet werden. Scharfe Kanten, Winkel und Ecken sind dabei durch Abstumpfungen möglichst auszugleichen und unschädlich zu machen. Für die ungefährdete Erhaltung des Gufsstückes ist es ferner von grofser Wichtigkeit, dafs nach der Ausfüllung der Form die Erstarrung der flüssigen Masse überall gleichmäfsig und ohne Störung eintritt. Während der ganzen Dauer der Abkühlung schwinden nämlich die Dimensionen des Gufsstückes nahezu um 1§ zusammen. Wenn nun diese Contraction, wie das besonders bei zu verschiedenartigen Stärken in den Querschnittsverhältnissen eines Gufsgegenstandes zu befürchten ist, nicht durchweg gleichmäfsig vor sich geht, so entstehen dadurch im Innern der Masse **Spannungen**, d. h. permanente **Zug-** und **Druckkräfte**, die einen so hohen Grad erreichen können, dafs es nur einer geringen Temperatur-

veränderung oder einer plötzlichen Erschütterung bedarf, um ein Zerbrechen des Gufsstückes herbeizuführen. Diese unnatürlichen Spannungen können um so gefährlicher werden, als man die Gröfse ihrer Intensität nicht kennt und diese sich auch vollständig der Berechnung entzieht. Sind verschiedenartige Querschnittsstärken eines Trägers oder eines anderen Constructionstheils nicht zu vermeiden, so giefst man solche zuweilen als Einzelstücke und setzt diese durch Verschraubung oder auf andere Weise zu einem Ganzen zusammen. Aus diesem Grunde werden auch wohl durchbrochene Console, die mit einer eisernen Säule in Verbindung treten, mit dieser nicht in einem Stück, sondern getrennt gegossen und später angeschraubt. Die Befestigungsmittel liegen versteckt, oder treten charakteristisch hervor. — Uebrigens wäre nicht unerwähnt zu lassen, dafs Gufseisen im Moment der Erstarrung sich ausdehnt, weshalb es (wie das Eis) im festen Aggregatzustande leichter ist, als im flüssigen, und auf dem letzteren schwimmt. Hierauf beruht auch der scharfe Gufs des Eisens, während bei anderen Metallen im Momente der Erkaltung eine Zusammenziehung erfolgt. Da eine solche auch bei dem Eisen später eintritt, so mufs bei der Anfertigung der Modelle auf dieses Schwindmafs, d. h. auf die Differenz zwischen dem Volumen des Modells und dem des darzustellenden Gufsgegenstandes, gebührend Rücksicht genommen werden. Es sind daher die Modelle stets um so viel gröfser anzufertigen, dafs das gegossene Stück nach dem Erkalten genau die verlangten Dimensionen zeigt. In nachstehender Tabelle ist dieses Schwindmafs für einige Metalle angegeben, wobei zu bemerken, dafs dieses Mafs nach der verschiedenen Reinheit der Metalle immer kleinen Veränderungen unterworfen ist.

Schwindmafs-Tabelle.

Das Schwindmafs beträgt:	linear.	im Cubik-Inhalt.
für Gufseisen	$\frac{1}{97}$	$\frac{1}{32}$
» Messing	$\frac{1}{63}$	$\frac{1}{22}$
» Kanonenmetall	$\frac{1}{130}$	$\frac{1}{34}$
» Statuenbronce	$\frac{1}{77}$	$\frac{1}{26}$
» Zinn	$\frac{1}{146}$	$\frac{1}{49}$
» Blei	$\frac{1}{97}$	$\frac{1}{31}$

Nach vollendetem Gusse müssen die gefertigten Stücke ciselirt, d. h. von den Nähten, Rändern und dem eingebrannten Sande mittelst Meifsel, Feilen und Hämmer befreit werden. Da ferner alle Gufswaaren durch zu schnelles Erkalten an ihrer Oberfläche eine grofse Härte und Sprödigkeit erhalten, in Folge dessen sie bei eintretendem Temperaturwechsel und ohne weitere Veranlassung oft Sprünge und Risse erleiden, so ist diesem Uebelstande durch langsames Abkühlen, durch sogen. Tempern oder Adouciren, abzuhelfen. Zu diesem Zweck umhüllt man die einzelnen Gegenstände mit einer, aus Lehm, Sand u. s. w. bestehenden Masse, glüht sie in gufseisernen Kapseln zwischen lockeren Kohlen aus und läfst sie dann allmählig wieder erkalten — ähnlich wie dies auch in den Glashütten geschieht. Solche Gufsgegenstände dagegen, die, wie beispielsweise Walzen, eine möglichst harte und glatte Oberfläche erhalten sollen, werden in Coquillen gegossen und in Folge dessen auch einer plötzlichen Abkühlung ausgesetzt: man bezeichnet solche Gegenstände mit dem Namen Hartgufs. Derselbe ist in neuerer Zeit durch die bekannte Fabrik von Grüson bei Magdeburg zu hoher Bedeutung gelangt.

Alle gröfseren Gufsstücke werden nach dem Gewicht bezahlt; annähernd läfst sich dieses nach der Formel berechnen:

$$G = \frac{a-1}{a} \cdot \frac{S}{s} \cdot M$$

Hierin bezeichnet:

a das Schwindungsverhältnifs, nämlich das ursprüngliche Volumen, dividirt durch das Schwindmafs; da letzteres, wie aus obiger Tabelle ersichtlich, für Gufseisen $\frac{1}{32}$ vom Cubikinhalte beträgt, so wäre in diesem Falle $a = 32$ zu setzen; ferner

S das specifische Gewicht des Gufsstückes;

s das specifische Gewicht des Modells;

M das absolute Gewicht des Modells.

In nachstehender Tabelle sind nach Karmarsch diejenigen Zahlen angegeben, mit denen man das Gewicht des Modells multipliciren mufs, um das des Gufsstückes zu erhalten.

Material des Modells.	Material des Gufsstückes.					
	Gufseisen.		Messing.	Rothgufs.	Kanonen-Gut.	Zink.
	α	β				
Fichten- oder Tannenholz	14	17,5	15,8	16,4	16,3	13,5
Eichenholz	9,0	10,9	10,1	10,4	10,3	8,6
Buchenholz	9,7	11,1	10,9	11,4	11,3	9,4
Lindenholz	13,4	—	15,4	15,7	15.5	12,9
Birnbaumholz	10,2	13,0	11,5	11,9	11,8	9,8
Birkenholz	10,6	13,5	11,9	12,3	12,2	10,2
Erlenholz	12,8	13,5	14,3	14,9	14,7	12,2
Mahagoniholz	11,7	—	13,2	13,7	13,5	11,2
Messing	0,84	0,95	0,95	0,99	0,98	0,81
Zink	1	—	1,13	1,17	1,16	0,96
Zinn	0,89	1,11	1	1,03	1,03	0,85
Blei	0,64	0,79	0,72	0,74	0,74	0,61
Gufseisen	0,97	—	1,09	1,13	1,12	0,93

Unter α sind Mittelzahlen, unter β Maximalwerthe zu verstehen.

Der bei Weitem gröfste Theil des Roheisens wird in Stabeisen umgewandelt. Von den bereits oben erwähnten 14 Millionen Ctr. Roheisen, die im Jahre 1864 aus den preufsischen Hüttenwerken hervorgingen, wurden 9 Millionen Ctr. zu Stabeisen, $1\frac{1}{2}$ Millionen Ctr. zu Stahl und $3\frac{1}{2}$ Millionen Ctr. zu Gufseisen verarbeitet.

Die Umwandlung des Roheisens in Stab- oder Schmiedeeisen geschieht im Allgemeinen in der Weise, dafs man das Eisen einschmilzt und den darin enthaltenen Kohlenstoff zum gröfsten Theil, die fremden Bestandtheile aber (Silicium, Phosphor, Schwefel u. s. w.) durch Oxydation vollständig auszuscheiden sucht. Wie die Erfahrung lehrt, eignet sich hierzu das weifse, möglichst reine Roheisen mit geringem Kohlengehalte weit besser, als das graue, weshalb dieses zunächst in weifses Roheisen umgewandelt werden mufs. Ein gutes, fehlerfreies Stabeisen darf gar keine unreinen und fremden Stoffe und nur etwa $\frac{1}{2}$ % Kohlenstoff enthalten.

Die Fabrikation des Stabeisens geschieht entweder in Heerden (Heerdfrischen, Frischprozefs), oder in Flammöfen (Puddeln). Während die erstere, ältere Methode allmählig verschwindet, hat in der neueren Zeit das »Puddeln« eine gröfsere Anwendung gefunden. Die Ausführung des Frischprozesses geschieht auf folgende Weise:

In einem gemauerten Heerde, der sich etwa $0^{m}60$ bis $0^{m}75$ über der Terrainsohle erhebt, befindet sich eine quadratische Vertiefung von ca. $0^{m}60$ Länge und Breite und $0^{m}30$ Tiefe. Ueber dieser Oeffnung, deren Boden und Seitenwände mit gufseisernen Platten, den sogen. Zacken, ausgesetzt sind, erhebt sich in Form einer abgestumpften Pyramide eine Esse, welche die für die Arbeiter schädlichen Gasarten abzuführen bestimmt ist. Man füttert nun zunächst die Ecken jenes Kastens mit klein geschlagenen Holzkohlen aus, sodafs sämmtliche »Zacken« davon bedeckt werden, und füllt ihn dann vollständig mit gröfseren Kohlenstücken bis oben hin an. In diese aufgehäufte Kohlenmasse mündet die »Form« (das kupferne Zuleitungsrohr für den geprefsten Luftstrom), während dieser gegenüber mehrere Stücke von den »Gänzen« so über einander gelegt werden, dafs sie theilweise in den Kasten hineinragen. Je gröfser dabei die durch das Gebläse angefachte Hitze ist, desto mehr schmilzt das Eisen »tropfenweise« von den Gänzen ab und desto näher sind daher die letzteren allmählig an die Form zu rücken. Während nun die Tropfen auf den Boden der Oeffnung niedersinken, sich hier zusammenballen und nach ihrer Erstarrung gröfsere Klumpen bilden, greift der Windstrom zunächst das Silicium an und oxydirt dieses, sowie einen Theil des Eisens, wobei kieselsaures Eisenoxydul entsteht. Aufserdem geht der (bei dem grauen Roheisen) mechanisch gebundene Graphit in eine chemische Verbindung mit dem Eisen ein und es verwandelt sich daher das graue Roheisen in weifses Roheisen. Diesen ersten Prozefs nennt man das »Feinen« des Eisens. Hierauf greift ein Arbeiter mit der Brechstange unter den Klumpen und hebt ihn empor, während ein zweiter Arbeiter den Heerd von Neuem mit Holzkohle füllt. Es erfolgt nun das zweite Einschmelzen des Eisens, wobei dasselbe wieder tropfenweise abfliefst, durch Oxydation des Siliciums von Neuem kieselsaures Eisenoxydul entsteht und sämmtliche fremde Substanzen möglichst ausgeschieden werden; gleichzeitig erfolgt auch durch Abstofsen die Beseitigung der Rohschlacke, die Phosphor enthält. Jetzt ist der Zeitpunkt eingetreten, aus dem so weit zubereiteten Eisen den gröfsten Theil des Kohlenstoffgehaltes zu entfernen. Zu diesem Zwecke wird der Klumpen mittelst der Brechstange in mehrere Stücke zerschlagen und der Windstrom, nachdem die letzteren oben auf die Holzkohlen gelegt worden, darüber fortgeführt. Der aus der Oxydation des Eisens entstehende Hammerschlag (Eisenoxydul-Oxyd) befördert dabei in hohem Grade die Beseitigung des Kohlenstoffs. Indem das Eisenoxyd nämlich seinen Sauerstoff an die Kohle abgiebt, bildet sich Kohlenoxydgas, welches entweicht; das Eisenoxydul wird wieder zur Schlacke, es bildet sich von Neuem Hammerschlag etc. und so schreitet die Entkohlung des Eisens allmählig vorwärts, bis in demselben nur so viel Kohlenstoff übrig bleibt, als für die nutzbare Verwendung und Brauchbarkeit des Eisens erforderlich ist. Diese letzte Procedur nennt man das »Garschmelzen«. Im Frischfeuer braucht man auf den Ctr. Stabeisen 1 bis $1\frac{1}{4}$ Ctr. Holzkohlen, beim Puddeln dagegen auf den Ctr. Stabeisen 1 Ctr. Steinkohlen; man erzielt demnach durch das Puddeln eine bedeutende Ersparnifs, abgesehen davon, dafs ein Puddelofen 3 bis 4 mal so viel liefert, wie ein Frischfeuer.

Das vorzüglichste Stabeisen ist das sogen. »Anlaufeisen«, welches dadurch gewonnen wird, dafs man das abtröpfelnde Eisen sich um eine eiserne Stange umlegen läfst. Der unten liegende Klumpen (Deul) wird hierauf herausgenommen und unter den Hammer gebracht, um die noch mechanisch beigemengten Schlackentheile zu entfernen (»Zängen« des Eisens). Es wird hierbei der Deul zu einem glatten Kuchen zubereitet und dieser mittelst eines aufgesetzten Hackemessers in mehrere Stücke — Schirbel genannt — zertheilt, deren weitere Bearbeitung vorbehalten bleibt.

Das »Puddeln« im Flammofen erfolgt nach demselben Princip, wenn auch allerdings das Verfahren abweichend ist. Das Roheisen wird hier in einem gewölbten Ofen auf einmal eingeschmolzen, wobei ein Arbeiter in der flüssigen Masse mit einer eisernen, vorn umgebogenen Stange (Kratze) von einem Ende bis zum anderen ununterbrochen und so lange herumarbeitet (kratzt), bis er ermüdet ist; hierauf setzt ein anderer Arbeiter die Arbeit in gleicher Weise fort. Bei diesem »Herumkratzen« steigen kleine, blaue Flämmchen (Kohlenoxydgas) auf, die jedoch in dem Grade, als die Entkohlung des Eisens weiter fortschreitet, immer seltener werden; endlich stellt man die Feuerung ein, die Masse wird dickflüssiger und zäher, bis sie zuletzt ganz erhärtet.

Ob bei der Stabeisen-Fabrikation der Frisch- oder der Puddelprozefs vorzuziehen ist, hängt von mannigfachen Umständen und Voraussetzungen ab. Im Allgemeinen ist der Prozefs des Frischens schwieriger, als der des Puddelns; ein unerfahrener Arbeiter lernt daher leichter puddeln, als frischen. Auch die Beschaffenheit des Eisens kommt dabei in Betracht, insofern man bei gutem Roheisen gewöhnlich dem Frischprozefs den Vorzug einräumt; steht jedoch ein schlechteres Material zu Gebote, so gelangt man leichter durch Puddeln als durch Frischen zu einem guten Stabeisen. Der Frischprozefs dauert überdies länger und verursacht mehr Arbeit als das Puddeln. Dafs das graue Roheisen dabei mehr Brennmaterial erfordert als das weifse, ist schon aus dem Grunde erklärlich, weil das erstere zunächst in das letztere umgewandelt werden mufs, woraus sich dann eine längere Dauer des Prozesses ergiebt. Es eignet sich daher, wie bereits früher bemerkt, das graue Roheisen weniger zur Fabrikation von Schmiedeeisen, als das weifse Roheisen. Jedenfalls ist es vortheilhaft, bei der Benutzung des grauen Roheisens sich der sogen. »Feinfeuer« zu bedienen, in denen dasselbe einer Vorbearbeitung unterworfen wird, bevor man es zum Frischprozefs verwendet.

Das Stab-, Schmiede- oder hämmerbare Eisen hat eine lichtgraue Farbe, eine zackig-sehnige Textur und zeigt im Bruch einen starken Metallglanz. Die Krystallform des Eisens ist der Würfel. Sehr häufig vorkommende Fehler desselben liegen in der Roth- und in der Kaltbrüchigkeit. Rothbrüchig nennt man dasjenige, in der Regel schwefelhaltige Eisen, welches während der Bearbeitung in der Rothglühhitze Sprünge und Risse erhält und durchaus unschweifsbar ist; das kaltbrüchige Eisen zeigt diesen Uebelstand im kalten Zustande und enthält meistens einen nicht unbedeutenden Gehalt an Phosphor. Auch das sogen. rohbrüchige Eisen, bei welchem der Frisch- oder Puddelprozefs nicht lange genug fortgesetzt worden, so dafs die in dem Eisen enthaltenen fremden Stoffe keine vollständige Aussonderung erfahren haben, ist bei wechselnder Temperatur dem Bruche unterworfen. Alle diese, mit solchen Fehlern behaftete Eisensorten sind bei den verschiedenen Constructionen des Hochbaues entweder gar nicht, oder nur mit grofser Vorsicht zu verwenden.

Nach der verschiedenen Farbe und Textur unterscheidet man hartes und weiches Eisen; das erstere hat eine langsehnige Textur, lichte Adern und eine Farbe, welche das Mittel zwischen silberweifs und bleigrau hält; Kennzeichen dieser Art lassen auf eine vorzügliche Güte schliefsen. Das weiche Eisen ist in seinem Gefüge kurzsehniger, hat keinen so zackigen, glänzenden Bruch und eine mehr blei- resp. schwarzgraue Farbe; jedenfalls gehört es zu den schlechteren Sorten. Das beste und härteste Schmiedeeisen enthält noch ca. 0,25 bis 0,5 %, das weichste Eisen nur 0,20 % Kohlenstoff.

Was das specifische Gewicht des Stabeisens anbelangt, so ist dieses nach Mafsgabe seiner Reinheit und seiner sonstigen verschiedenen Eigenschaften nicht immer gleich; je metallisch reiner das Eisen, desto gröfser ist auch das specifische Gewicht, durchschnittlich kann dasselbe auf 7,6 bis 7,7 angenommen werden. Ein preufsischer Cubikfufs Stabeisen wiegt demnach etwa 484 Ø. und ein Cubikzoll 0,278 Ø.. Nach dem Decimalsystem stellt sich das Gewicht eines Cubikmeters Schmiedeeisen auf 7800^k, das eines Cubikcentimeters also auf 0^k0078.

In gleicher Weise ist auch die absolute Festigkeit des Eisens von der inneren Structur und Beschaffenheit desselben abhängig. Im Allgemeinen nimmt man bei allen Constructionen des Hoch- und Brückenbaues an, dafs jeder Quadratzoll des Querschnitts eines schmiedeeisernen Stabes bei ca. 6facher Sicherheit mit 10000 Ø. belastet werden kann, so dafs also der Festigkeitsmodul des Schmiedeeisens etwa 60000 Ø. beträgt; nur in selteneren Fällen, wo es sich um eine vorzugsweise grofse Sicherheit handelt, läfst man pro Quadratzoll des Querschnitts eine Belastung von 7000 Ø. zu — eine Norm, wie sie beispielsweise bei Berechnung gedrückter Stäbe üblich ist. Wird der Berechnung das Decimalsystem zu Grunde gelegt, so ist pro □Centim. des Querschnitts gegen Zug und Druck mit Sicherheit eine Belastung von 700^k zulässig. — Im Eisendraht wächst mit der gröfseren Feinheit desselben auch die absolute Festigkeit; bei der feinsten Sorte möchte daher der Festigkeitsmodul von 120000 Ø. nicht zu hoch gegriffen sein. Bei Drahtseilen beträgt die absolute Festigkeit nur 48000 Ø..

Die Einwirkung der Temperatur auf Schmiedeeisen ist hinsichtlich der daraus hervorgehenden Dimensionsveränderungen gröfser, als dies bei Gufseisen der Fall ist. Eine Wärmezunahme von 90° F. oder 40° R. verlängert eine 3^m138 lange Stange von Schmiedeeisen um 0^m0019, eine eben so lange Stange von Gufseisen nur um 0^m0017, also um 0^m0002 weniger. Redtenbacher macht hierüber folgende nähere Angabe: Bezeichnet man mit L die Länge eines Stabes, mit F den Flächeninhalt einer Platte, mit K den Cubikinhalt eines Körpers bei 0° C., mit α die Längenausdehnung, welche ein Stab von 1^m Länge bei einer Temperaturerhöhung von 1° C. erleidet, so ist bei t^0 Temperatur

die Länge des Stabes $= L\,(1 + \alpha t)$,
der Flächeninhalt der Platte $= F\,(1 + 2\alpha t)$,
der Cubikinhalt des Körpers $= K\,(1 + 3\alpha t)$.

Die Ausdehnungs-Coefficienten für verschiedene Metalle bei einer Erwärmung von 0 bis 100° C. sind in folgender Tabelle angegeben:

Metalle.	Ausdehnung bei einer Erwärmung von 0 bis 100° C.		Werth von α bei 1° R.
Blei	0,00287	$\frac{1}{348}$	$\frac{1}{27840}$
Bronce	0,001816	$\frac{1}{550}$	$\frac{1}{44000}$
Schmiedeeisen . . .	0,001116	$\frac{1}{896}$	$\frac{1}{71680}$
Gufseisen	0,001109	$\frac{1}{901}$	$\frac{1}{72081}$
Eisendraht	0,001140	$\frac{1}{877}$	$\frac{1}{70160}$
Kupfer, geschlagen .	0,001784	$\frac{1}{561}$	$\frac{1}{44880}$
Messing, gegossen. .	0,001866	$\frac{1}{535}$	$\frac{1}{42800}$
Zink, gegossen . . .	0,003051	$\frac{1}{328}$	$\frac{1}{26240}$
Zinn, feines	0,002233	$\frac{1}{448}$	$\frac{1}{35040}$

So ergiebt sich beispielsweise für eine schmiedeeiserne Stange, welche bei einer Temperatur von 0° R. eine Länge von 20^m hat, bei einer Erhöhung der Temperatur auf 25° R. die Länge

$$20\left(1 + \frac{25}{71680}\right) = 20^m007.$$

An feuchter Luft rostet das Eisen, d. h. es findet theils durch den Sauerstoff des Wassers, unter Vermittelung der Kohlensäure in der Luft, theils durch den Sauerstoff der letzteren eine Oxydation statt, deren Produkt kohlensaures Eisenoxydul und Eisenoxydhydrat ist; es enthält also der Rost beide Verbindungen, und zwar von dem kohlensauren Salz um so weniger, je länger er der Luft ausgesetzt worden. Erfahrungsmäfsig rostet Stabeisen schneller als Roheisen und Stahl; am meisten ist das rothbrüchige Eisen, am wenigsten und am langsamsten das kaltbrüchige Eisen dem Rosten unterworfen. Als Präservativmittel empfiehlt sich eine sorgfältige Politur der Oberfläche, da sich die Oxydation an unebenen und rissigen Stellen zuerst bildet. Oft verzinkt oder verzinnt man zu diesem Zwecke das Eisen, gewöhnlich aber überstreicht man es mit einem schwarzen, braunen oder dunkelbraunen Oelanstrich, wobei besonders an den Verbindungsstellen sämmtliche Fugen und undichte Stellen sauber zu verkitten sind. Als Grundfarbe benutzt man Mennige, mit Leinölfirnifs angerührt, worauf dann die eigentliche Deckfarbe ein- oder zweimal aufgetragen wird.

Die gewöhnlichsten, im Handelsverkehr vorkommenden kleineren Eisensorten sind in ihrem Querschnitt quadratisch, rechteckig, kreisrund oder elliptisch. Demzufolge unterscheidet man:

Quadrat- oder Stangeneisen, wenn der Querschnitt des schmiedeeisernen Stabes ein Quadrat ist;

Flach- oder Schieneneisen, wenn dieser Querschnitt ein Rechteck ist. Die stärkste Sorte giebt einen rechteckigen Querschnitt, dessen Seitenlängen $2\frac{1}{8}''$ (0^m055) und 4″ (0^m104) betragen; in England kommen Flacheisenstäbe von 12□″ (82 □Centim.) und selbst von 15□″ (102 □Centim.) Querschnittsfläche vor, wenn die Stärke derselben mehr als 1″ (0^m026) beträgt; ihre Breiten variiren von dem 2fachen bis zum 20fachen ihrer Stärke;

Bandeisen, ein schwaches Flacheisen, dessen Stärke weniger als $\frac{1}{4}''$ (0^m006) beträgt. Die gröfste übliche Breite ist bei allen Bandeisen 0^m115;

Kraus- oder Zaineisen, ein Quadrat- oder Stangeneisen mit eingekerbten Aufsenflächen;

Façon- oder Modelleisen, wenn die Querschnittsfläche rund, elliptisch oder polygonal ist; auch versteht man darunter sämmtliche Eisenbahnschienen, die T-Eisen in einfacher und doppelter Form, und die Winkel- oder Eckeisen. Das Modelleisen wird in den Eisenwaaren-Lagern nach Ctr. bezahlt. 1 Ctr. Rundeisen kostet 6 bis 7 Thlr., je nach dem Durchmesser der runden Stangen; etwas billiger stellt sich das Flach- resp. Bandeisen; auch bei diesem steht der Preis pro Ctr. im umgekehrten Verhältnifs zur Querschnittsdimension. Durchschnittlich wird das ℔ im Modelleisen mit 2 Groschen bezahlt.

Der Dehnbarkeit des Stabeisens verdankt man ferner die Verwendung desselben zur Blechfabrikation. Man wählt hierzu das weichste und dehnbarste Eisen, welches keine Spur von Sprödigkeit besitzen darf. In früheren Zeiten geschah die Anfertigung des Bleches nur unter dem Hammer, eine Arbeit, die aber sehr langsam und unvollkommen vor sich geht, weshalb sie heutzutage immer mehr durch Walzwerke verdrängt wird. Dampfhämmer von geringer Gröfse haben ein Gewicht von 30 bis 40 Ctr. und eine Hubhöhe von 0^m60 bis 1^m. Bei Benutzung des ganzen Hubes machen sie 60 bis 80 Schläge und für den Fall, dafs nur $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ desselben gebraucht wird, 120 bis 160 Schläge in einer Minute. Die Borsig'sche Fabrik zu Moabit arbeitet mit einem Dampfhammer, dessen Gewicht 200 Ctr. beträgt. In den Bochumer Hüttenwerken ist in dem Jahre 1866 nach den Entwürfen Schwedler's ein ganz aus Schmiedeeisen bestehendes Gebäude aufgeführt worden, welches zur Aufnahme eines 500 Ctr. schweren Dampfhammers dient. Das Grofsartigste leistet auch in dieser Beziehung die Krupp'sche Fabrik. Der gröfste Dampfhammer wiegt dort nicht weniger als 1200 Ctr.

Die bei der Fabrikation von Blechen erforderlichen Walzen sind an ihrer Oberfläche glatt, liegen über einander und erhalten durch irgend einen Motor (durch Dampf, Wind, Wasser) eine Bewegung nach entgegengesetzter Richtung. Dadurch, dafs man die Zapfenlager mittelst Stellschrauben beweglich oder stellbar einrichtet, wird es möglich, die Walzen nach Belieben einander zu nähern und geringere Zwischenweiten — Kaliber — zu erhalten, deren Gröfse von der jedesmaligen Stärke der Bleche abhängt. Die nothwendige Länge der Walzen, sowie deren Durchmesser wird, wie umstehende Tabelle zeigt, durch die Breite der Bleche bedingt.

Breite der Bleche.	Dimensionen der Walzen.		Durchmesser der Zapfen.	Breite der Bleche.	Dimensionen der Walzen.		Durchmesser der Zapfen.
	Länge.	Durchmesser.			Länge.	Durchmesser.	
15 Zoll	19 Zoll	9 Zoll	7 Zoll	$0^{m}38$	$0^{m}496$	$0^{m}235$	$0^{m}183$
34 »	38 »	13 »	9 »	$0^{m}88$	$0^{m}992$	$0^{m}339$	$0^{m}235$
50 »	57 »	19 »	11 »	$1^{m}30$	$1^{m}488$	$0^{m}496$	$0^{m}287$
69 »	76 »	23 „	13 »	$1^{m}91$	$1^{m}984$	$0^{m}600$	$0^{m}339$

Ein gutes Blech mufs durchweg von gleicher Stärke sein, eine vollkommen glatte Oberfläche haben und sich nach allen Richtungen hin biegen lassen, ohne dabei schadhafte Stellen zu zeigen oder gar zu brechen. Die gröfseren Bleche nennt man Schwarzbleche, die kleineren, wenn sie verzinnt worden, Weifsbleche.

Bei anderen Walzen, z. B. den sogen. Reckwalzen, die zur Fabrikation von Flacheisen, Rundeisen u. s. w. dienen, sind die Zapfenlager fest und es befinden sich an der Oberfläche der Walzen eingedrehte Einschnitte von entsprechendem, allmählig abnehmendem Querschnitt, dessen Form von dem Profile des auszuwalzenden Gegenstandes abhängt. So stellt beispielsweise Fig. 10 zwei zur Fabrikation von Rundeisen bestimmte Walzen dar, woraus zu ersehen, in welchem Verhältnifs die Kaliber successive sich verringern. Um den Zeitverlust zu vermeiden, der dadurch verursacht wird, dafs die zu walzenden Gegenstände von der einen Seite stets wieder auf die andere geschafft werden müssen, findet man auch wohl drei über einander angeordnete Walzen, vergl. Fig. 11, die bei ihrer Drehung eine entgegengesetzte Richtung verfolgen; die Operation geht in diesem Falle viel schneller von Statten, indem das Eisen in einer Glühhitze alle Kaliber passiren kann.

Fig. 10.

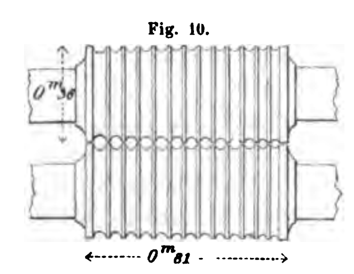
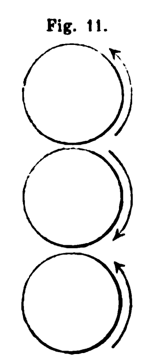
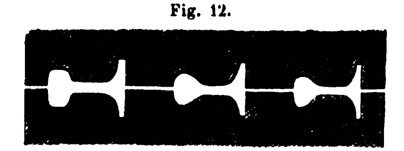


Fig. 11.



Sollen Eisenbahnschienen hergestellt werden, so fertigt man zunächst ein Packet, welches etwa $0^{m}75$ lang und 2 bis $2\frac{1}{2}$ mal so hoch und so breit ist, als die fertige Schiene werden soll. Dieses Packet, welches eine Kopf- und eine Fufsbramme enthält, bringt man zuerst in die Vorwalzen, wobei es nur darauf ankommt, Parallelepipeden von allmählig abnehmendem Profile auszuwalzen; alsdann gelangt dasselbe, nachdem es vorher tüchtig geschweifst worden, in die Fertigwalzen, vergl. Fig. 12, wo die Schienen allmählig ihre richtige Form erhalten und in fertigem Zustande hergestellt werden. In einigen Fabriken, so in Hörde, werden die Eisenbahnschienen bis zu 42′ ($13^{m}16$) ausgewalzt und hierauf in der Mitte durchgeschlagen.

Fig. 12.



Bei Herstellung von Eisenbahnschienen, die nach dem Erkalten eine bestimmte Länge haben sollen, ist nothwendigerweise auf das Schwindmafs Rücksicht zu nehmen.

Eine Schiene, die im kalten Zustande 21′ (6^m58) mifst, wird daher in einer Länge von 21′ und $4\frac{3}{4}$″ (6^m70) abgesägt.

Bei den sogen. Universalwalzen, von einem Ingenieur im Hüttenwerke zu Hörde erfunden, kommen 4 derselben zur Anwendung, wovon 2 vertikal und 2 horizontal angeordnet sind. Je gröfser im Allgemeinen die Dimensionen des auszuwalzenden Eisenstückes sind, desto langsamer müssen sich die Walzen bewegen.

Auch die Fabrikation des Drahts beruht auf der Elasticität und Dehnbarkeit des Stabeisens. Die Anfertigung des Drahts geschieht nicht durch Walzwerke, sondern dadurch, dafs derselbe durch verschiedene kreisrunde Oeffnungen gezogen wird, die sich in einer vertikal stehenden schmiedeeisernen Platte befinden, und deren Durchmesser allmählig abnimmt; das eine Ende des Drahts wird dabei mittelst einer Zange gefafst und über eine rotirende Trommel geführt.

Man theilt den Draht mit Rücksicht auf seine Stärke in Nummern von 1 bis 26, wobei No. 1 die stärkste Sorte bezeichnet. Zum Berohren der Decken, der Fachwerksstiele u. s. w. bedient man sich der Nummern 23, 24 und 25, die beziehungsweise auch unter dem Namen Dreiband, Vierband und Fünfband bekannt sind. Der Verkauf aller Drahtnummern geschieht nach Ringen mit constantem Gewicht, aber mit verschiedener Länge im Draht; so hat der Dreiband, No. 23, im Ringe eine Länge von 875′ (274^m6) bei einer Stärke von $\frac{1}{16}$″ (0^m0016), während der Vierband im Ringe 1175′ (368^m8) lang, $\frac{1}{20}$″ (0^m0013) stark, und der Fünfband im Ringe 1225 bis 1235′ (ca. 386^m) lang und $\frac{1}{24}$″ (0^m0011) stark ist. Das Gewicht jedes Ringes kann ungefähr auf 2^k5 angenommen werden, so dafs also der Zollcentner 20 Ringe enthält. Um ihm einen hinreichenden Grad von Biegsamkeit zu verleihen, mufs der Draht vor dem Gebrauch gehörig ausgeglüht werden.

Gewöhnliches Gufseisen ist weder schmied- noch schweifsbar (die Schweifshitze bildet die äufserste Grenze für den festen Aggregatzustand, darüber hinaus tritt das Schmelzen ein); diese Eigenschaft besitzt jedoch der Stahl, ein schmiedbares Gufseisen, der heutzutage eine immer gröfsere Anwendung findet, besonders auch als Gufsstahl, aus dem man Glocken (mit schönem Geläute), Kränze, Räder, Achsen, Eisenbahnschienen und dergl. herstellt. Durch hervorragende Leistungen in dieser Beziehung zeichnet sich bekanntlich die Bochumer und die Krupp'sche Gufsstahlfabrik in Essen aus; auch die Aktien-Gufsstahlfabrik in Annen bei Dortmund, früher den Herren König und Reunert angehörig, verdient wegen ihres trefflichen Fabrikats eine rühmende Anerkennung.

Die Fabrikation des Stahls geschieht auf doppelte Art, entweder aus Roheisen oder aus Stabeisen. Da nämlich der Stahl hinsichtlich seines Kohlenstoffgehalts die Mitte zwischen jenen beiden Eisensorten hält, so mufs dem Roheisen entweder der Kohlenstoff entzogen, oder dem Stabeisen derselbe zugeführt werden. Dieses letztere geschieht in langen, aus feuerfestem Thon gefertigten Kasten von etwa 3 bis 3^m75 Länge, 0^m75 bis 1^m Breite und 0^m60 bis 0^m75 Höhe. Nachdem dieselben mit schmiedeeisernen Stäben und gepulverten Holzkohlen gefüllt worden, stellt man sie in viereckigen, mit einem Gewölbe versehenen »Cementiröfen« so auf, dafs sie von allen Seiten vom Feuer umspült werden; durch Oeffnungen, die sich im Gewölbe, oder in den längeren Seiten des Ofens befinden, erfolgt die Regulirung der Hitze. Während diese Kasten, und demzufolge auch die Eisenstäbe, der Kupferglühhitze ausgesetzt werden, geht der Kohlenstoff allmählig in das Eisen über und verwandelt dieses in Stahl, den sogen. »Cementstahl«, auch »Blasenstahl« genannt, da er an der Oberfläche Blasen zeigt. Die obere

Seite des Kastens erhält dabei einige Oeffnungen, aus denen Stäbe, **Probestäbe**, hervortreten; dieselben werden einer Untersuchung unterworfen, ob der Prozeſs noch weiter fortzuführen ist, oder ob der Stahl als fertig betrachtet werden kann. Diese Fabrikationsweise kommt heutigen Tages nur noch im Kleinen vor; in den gröſseren Fabriken, zu Bochum, Essen, u. s. w., wird von derselben keine Anwendung mehr gemacht.

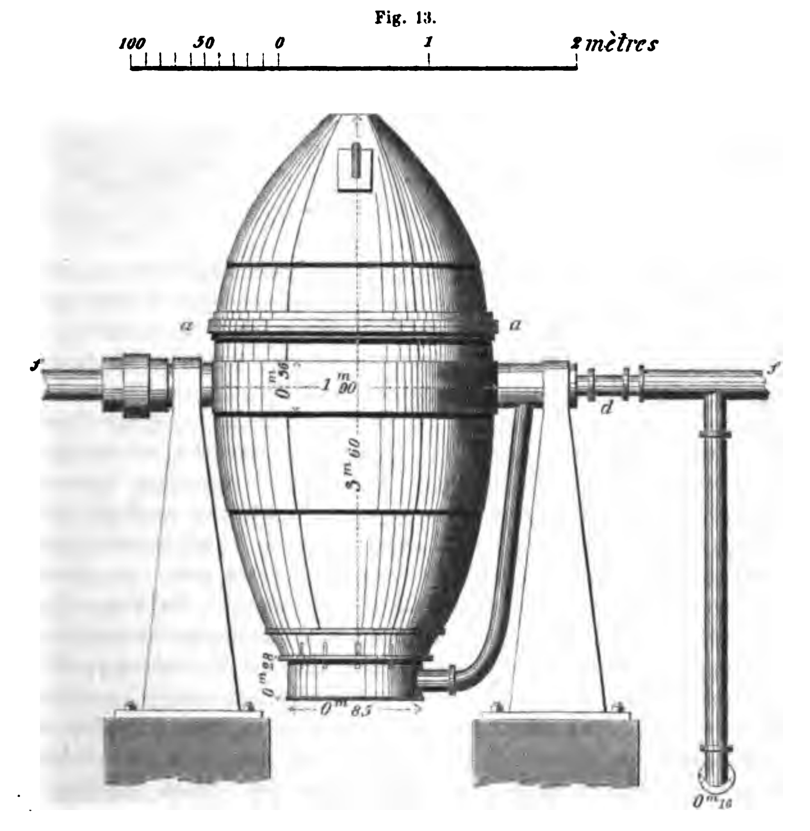
Die andere Darstellungsmethode des Stahls, aus **Roheisen** nämlich, ist um so schwieriger, als auſser dem Kohlenstoff auch alle übrigen fremden Substanzen vollständig ausgeschieden werden müssen. — Man wendet dabei dasselbe Verfahren an, wie bei der Stabeisen-Fabrikation, nämlich das »**Frischen**« in Heerden, und wo es sich um die Gewinnung gröſserer Massen handelt, das »**Puddeln**« in Flammöfen. Durch das Frischen in Heerden gewinnt man den sogen. »**Roh- oder Schmelzstahl.**« Als bestes Rohmetall ist dabei das **weiſse** Roheisen, oder das **Spiegeleisen** zu betrachten, doch muſs dieses in möglichst reinem Zustande zur Verwendung kommen. Im Uebrigen sind die Manipulationen ganz ähnlich wie beim gewöhnlichen Frischprozeſs, der die Production von Stabeisen zum Zweck hat; ein Unterschied besteht bei der Stahlfabrikation nur darin, daſs das Roheisen einer langsameren Behandlung unter dem gepreſsten Windstrom unterworfen wird, so daſs die Ausscheidung des Kohlenstoffs ganz allmählig vor sich geht und der Arbeiter zugleich in den Stand gesetzt wird, mit der Operation in dem Augenblicke inne zu halten, wo der Stahl nach seinem Ermessen die fertige Zubereitung erlangt hat. Jeder Ofen, an dem abwechselnd etwa 3 Arbeiter beschäftigt sind, enthält an seiner vorderen Seite eine rechteckige, verschlieſsbare Oeffnung, durch welche die, etwa 2^m lange eiserne »**Kratze**« hineingesteckt wird. Der Puddelprozeſs wird mehrere Stunden hindurch fortgesetzt, wobei die genauere Zeitdauer von der Beschaffenheit des zu fabricirenden Stahls abhängt, d. h. von dem Grade seiner Reinheit und von der Kohlenstoffmenge, die in ihm verbleiben soll. Ein feinkörniger weicher Stahl darf höchstens $\frac{3}{4}$ bis 1%, und der härteste, zu Arbeitswerkzeugen dienende Stahl $1\frac{1}{2}$ bis $1\frac{3}{4}$ % Kohlenstoff enthalten. Der Kohlenstoffgehalt des Stahls variirt daher nach seinen Härtegraden in den äuſsersten Grenzen zwischen $\frac{1}{2}$ und 2%. Ist der Stahl fertig gepuddelt, so wird die 5 bis 6 Ctr. schwere »**Luppe**« herausgehoben, auf einen kleinen eisernen Wagen gelegt und, nachdem dieselbe unter einem Hammer von der Schlacke befreit worden, unter die Walzen befördert. (Luppen- oder Puddelstahl).

Kleine und untergeordnete Gegenstände, wie **Fensterriegel, Scheeren, Messerklingen** u. s. w., stellt man wohl auch in der Weise her, daſs man sie zuerst gieſst und dann durch Entziehung von Kohlenstoff in Stahl verwandelt. Es ist dieses gerade das entgegengesetzte Verfahren des »**Cementirens**«; man packt also derartige Gegenstände in eiserne oder graphitene Kasten ein und umhüllt sie mit sauerstoffreichen Körpern, gewöhnlich mit Roheisenstein, oder Hammerschlag, die der Kohle ihren Sauerstoff abgeben; es entweicht daher bei dieſem Prozeſs Kohlenoxydgas. Wenn sich nun allerdings auch der Kohlenstoff auf diese Weise leicht entfernen läſst, so bleiben doch die, in dem Guſseisen vorhandenen, fremden und unreinen Stoffe auch in den Stahlgegenständen zurück, weshalb diese niemals als vollkommen rein zu bezeichnen sind. Aus diesem Grunde dürfte das erwähnte Verfahren nur für solche Gegenstände anwendbar sein, bei denen es überhaupt auf groſse Reinheit der Masse nicht ankommt. In einer groſsen Fabrik zu **Sheffield** unterwirft man sogar guſseiserne Särge dieser Procedur, um ihnen dadurch eine gröſsere Dauer zu verleihen. Graues Roheisen läſst sich jedoch gar nicht zu diesem

Zweck verwenden; viel besser eignet sich hierzu das weifse Roheisen, und zwar entweder für sich allein, oder in einer entsprechenden Mischung mit grauem Roheisen. Jedenfalls ist dies die billigste Methode der Stahlfabrikation.

In neuester Zeit hat man sich vielfach damit beschäftigt, den Stahl aus Roheisen in flüssigem Zustande herzustellen und ihn dann in beliebige Formen zu giefsen. Die Erfindung dieser Fabrikationsweise rührt von Bessemer, einem Engländer, her. Es ist der sogen. Bessemer-Stahl ein Rohstahl, dessen Fabrikationsweise etwa vor 12 Jahren bekannt wurde. Wenngleich derselbe hinsichtlich seiner Güte sich nicht mit dem feineren Tiegelgufsstahl vergleichen läfst, so wird er doch für alle gröberen Gegenstände mit um so gröfserem Nutzen zu verwenden sein, als die Darstellung dieses Stahls in kürzester Frist und in aufserordentlicher Menge erfolgt. Eine vorzugsweise Anwendung findet der Bessemer-Stahl zu den Kopfplatten der Eisenbahnschienen, zu Locomotiv-Achsen u. s. w., da er sich erfahrungsmäfsig sehr gut schmieden und walzen läfst. Die Fabrikation dieses Stahls geschieht auf folgende Weise:

Fig. 13.



Die Roheisenstücke, aus denen der Stahl gefertigt werden soll, gelangen zunächst in Flamm- oder Cupolöfen, wo sie einer vollkommeneren Umschmelzung unterliegen; zur Beförderung des Schmelzprozesses sind auch hier »Zuschläge« in einem richtigen qualitativen und quantitativen Verhältnifs erforderlich. Aus dem Ofen gelangt die geschmolzene Masse durch ein Röhrensystem in die »Converter«. Es sind dies, wie aus Fig. 13 in der Ansicht und aus Fig. 14 im verti-

kalen Durchschnitt ersichtlich, birnförmig gestaltete Retorten, die aus starken zusammengeschraubten Eisenplatten bestehen und im Innern mit einer durchaus feuerfesten Thonmasse ausgefüttert sind. Die Drehung dieser »Converter« erfolgt in vertikaler Ebene um eine Achse, die an einem, in halber Höhe derselben befestigten schmiedeeisernen Ringe befestigt ist. Der Boden des Converters, in den der heifse und geprefste Windstrom hineingeleitet wird, enthält Winddüsen, deren Anordnung aus dem Horizontalschnitt des Converters, Fig. 15, klar hervorgeht; dieselben sind gewöhnlich in einer Anzahl von 7 bis 10 in die feuerfeste Thonmasse des Retortenbodens eingestampft und enthalten einzeln, vergl. Fig. 16, je 7 kleinere Oeffnungen, so dafs die geprefste Luft mindestens durch 49 kleine Düsen in die Schmelzmasse hineingeleitet wird. An diesen feuerfesten Boden schliefst sich unterhalb ein zum Abnehmen eingerichteter gufseiserner Kasten an, der hauptsächlich als »Ansammler« des heifsen Windstromes dient.

Fig. 14.

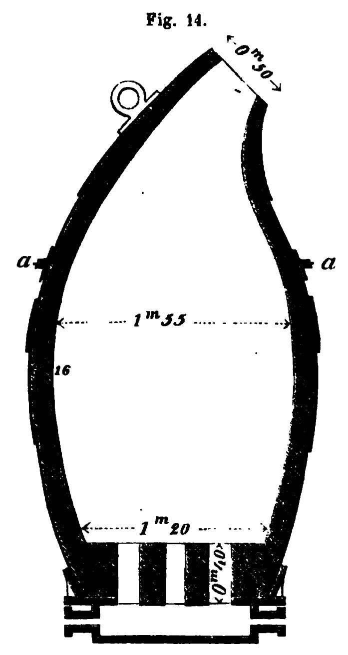


Fig. 15.

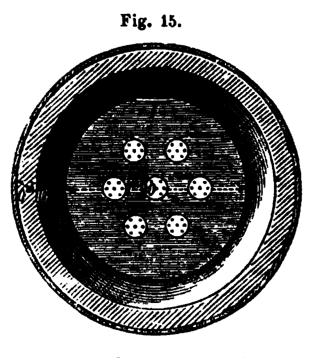
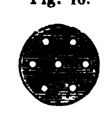


Fig. 16.



Der letztere wird bei *d* in die Umdrehungsachse des Converters geführt und mit dieser durch Stopfbüchsen in eine luftdichte Verbindung gebracht. Um etwaige Reparaturen im Innern des Converters ausführen zu können, ist der obere, mit einer Halsöffnung versehene Theil bei *aa* zum Abnehmen eingerichtet. Bevor der Converter mit dem geschmolzenen Roheisen gefüllt wird, ist das Innere desselben durch Kohlenfeuerung in einen glühenden Zustand zu versetzen. Alsdann wird die Retorte um ihre Drehungsachse, welche in ihrer Verlängerung von *ff* mit irgend einem bewegenden Motor — gewöhnlich mit Dampf — in Verbindung steht, so gedreht, dafs ihre Längenachse eine fast horizontale Richtung annimmt. Bei dieser Lage führt man das geschmolzene Roheisen bis zu einer bestimmten Quantität durch die Halsöffnung in den Converter hinein — eine Arbeit, die mit Vorsicht auszuführen ist, damit das Roheisen nicht in die Düsen tritt. Um dabei eine möglichst grofse Quantität desselben zur Füllung des Converters verwenden zu können, erhält der letztere zuweilen an seiner unteren Seite eine mehr abgerundete Form, die eine gröfsere Menge der Schmelzmasse aufzunehmen gestattet. Nach erfolgter Füllung wird das Gebläse in Thätigkeit gesetzt und der Converter in dem Augenblick, wo der Windstrom durch die Düsen in das Innere desselben gelangt, so gedreht, dafs die Hauptachse, vergl. Fig. 14, vertikal und die nach oben gerichtete Halsöffnung gerade unter der Esse steht. Bei dem hierauf erfolgenden »Kochen und Sieden und Zischen« tritt eine Oxydation des Siliciums und des Kohlenstoffs ein und es entsteht Kohlenoxydgas, welches in einem hellen Feuerstrom durch die Esse entweicht, während kieselsaures Eisenoxydul in dem Converter als Schlacke zurück-

bleibt. Von grofser Wichtigkeit ist es dabei, mit geübtem Auge beurtheilen zu können, wie lange die Oxydation fortgesetzt werden mufs und wann der richtige Moment gekommen ist, den Prozefs als beendigt zu betrachten; diese auf das genaueste Mafs zu beschränkende Zeitdauer hängt jedesmal von der Reinheit, Dichtigkeit und der sonstigen Beschaffenheit ab, die man dem Stahl zu geben beabsichtigt; einige Anhaltepunkte hierfür gewinnt man aus der richtigen Zeitmessung und aus der Farbe und Intensität der in die Esse entweichenden Gluth. Durchschnittlich darf der Oxydations-Prozefs eine Zeitdauer von 20 bis 25 Minuten nicht überschreiten. Ist nun auf diese Weise die Entkohlung des Roheisens bis zu einem bestimmten Procentsatze eingetreten, so erfolgt wiederum eine Drehung des Converters, worauf man den geschmolzenen Rohstahl durch die Halsöffnung in ein grofses und bewegliches Reservoir — Giefspfanne — übertreten läfst. Auch dieses Gefäfs besteht aus starken eisernen Platten, die von Innen mit einem feuerfesten Material (Chamot) ausgefüttert sind und durch Bänder und Bolzen fest zusammengehalten werden. Das an Ketten hängende Reservoir ist unten mit einer, durch einen Thonstöpsel zu verschliefsenden Oeffnung versehen, aus welcher die geschmolzene Masse in die »Coquillen« überfliefst; letztere bestehen aus Eisen und zeigen, wie aus den Fig. 17, 18 und 19 ersichtlich, eine verschiedene Grundrifsform. Um ein zu schnelles Abkühlen, resp. ein zu starkes Erhärten der Stahlblöcke an ihren Aufsenflächen zu verhüten, ist es vortheilhaft, die Coquillen entsprechend anzuwärmen. Unten und oben offen, sind sie durchschnittlich 0^m^75 bis 1^m^25 hoch und neben dem Reservoir in »Reih und Glied« so aufgestellt, dafs die Ausflufsöffnung desselben einige Zoll über ihrer oberen Oeffnung sich befindet. Hierauf läfst man den flüssigen Stahl in die erste, zunächst stehende Coquille treten, füllt diese etwa bis zu $\frac{5}{6}$ ihrer Höhe an und deckt die rothglühende Masse mit einer kleinen eisernen Platte ab, auf die ein anderer Arbeiter, um den Zutritt der Luft abzuhalten, einige Spaten Erde aufwirft. Diese Procedur wiederholt sich successive bei allen übrigen Coquillen, indem der dirigirende Ingenieur die Giefspfanne an jede derselben heranneigt und demnach ihre Füllung bewerkstelligt. Bei geschickter Leitung geht die ganze Arbeit aufserordentlich schnell von Statten. Ist das Reservoir seines Inhalts entleert und jede von den Coquillen gefüllt (die letzte vielleicht nur zum Theil), so kommt es darauf an, aus diesen den rothglühenden Block auf einfachstem Wege schnell heraus- und bei Seite zu schaffen. Hierzu dient ein eiserner Krahn, der auf einem höher liegenden Podium aufgestellt ist, während sämmtliche Coquillen auf einem etwa 1^m^25 bis 1^m^50 tiefer liegenden Absatz stehen. Jede von den letzteren wird hierauf von einer, mit dem Krahn verbundenen eisernen (Teufels-) Zange gefafst und einige Zoll hoch gehoben, worauf ein Arbeiter mit einem starken Hammer an die Wandung der Coquillen schlägt, in Folge dessen der darin befindliche glühende Block leicht herausfällt; zugleich wird die oben aufgetragene Erde wieder entfernt und endlich der Block mit Hülfe der Zange aufgehoben und an Ort und Stelle befördert. Ein gleiches Verfahren tritt bei der Evacuation aller übrigen Coquillen ein. Nachdem die Blöcke unter dem Hammer von allen anhaftenden Schlackentheilen befreit worden, gehen sie in die Schweifsöfen zurück und gelangen von dort unter die Walzen, wo sie zu Eisenbahnschienen, Panzerplatten u. s. w. verarbeitet werden.

Fig. 17.

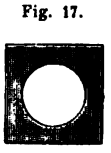


Fig. 18.

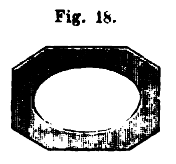
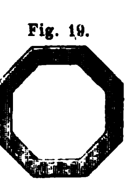


Fig. 19.



Die Converter leiden durch die wiederholten Touren derart, daſs sie schon oft nach wenigen Tagen einer Ausbesserung bedürfen. Um die glühende, der inneren Ausfütterung so nachtheilige Schlacke zu entfernen, giebt man ihnen durch Drehung eine veränderte Lage, so daſs die Halsöffnung nach unten gerichtet ist. Trotz der sorgsamsten Beseitigung der Schlacke bleibt doch immer noch ein Theil derselben zurück, die auf das feuerfeste Material mit der Zeit zerstörend einwirkt. Dieser häufigen Reparaturen wegen müssen stets mehrere Converter aufgestellt werden, von denen abwechselnd immer nur die Hälfte im Betrieb ist. In Hörde waren im Jahre 1870 nur 2, in Bochum dagegen schon mehrere vorhanden. Der jedesmaligen Ausbesserung muſs eine mehrtägige Abkühlung vorangehen.

Jede Charge lieferte früher in dem Hörder Eisenwerke 75 bis 80 Ctr. Stahl, und wurde täglich gewöhnlich 5 mal »geblasen«. Vor Kurzem erfolgte in den dortigen beiden Convertern zu gleicher Zeit die Fabrikation des Bessemer-Stahls und wurde der Inhalt der beiden Apparate in eine groſse Coquille übertragen. Im Krupp'schen Etablissement sollen im Ganzen 8, nach anderen Angaben sogar 20 Converter aufgestellt sein.

Schon seit mehreren Jahren wendet man den Guſsstahl zu Locomotivrädern an; sehr gute und feste Räder gehen aus den Fabriken von Grüson bei Magdeburg, von Ruffer und Schmidt in Breslau, von Ganz in Ofen und aus dem Bochumer Hüttenwerke hervor.

Eine sehr häufige Anwendung findet der Bessemer-Stahl auch zum directen Guſs von solchen Gegenständen, die früher ausschlieſslich aus Bronce hergestellt wurden. So befindet sich in dem Bochumer Eisenwerke eine groſse 20000 ℔. (10000 k) schwere Thurmglocke, die bereits auf der Londoner Industrie-Ausstellung figurirte und jetzt, einsam und verlassen, dazu benutzt wird, ein weithin vernehmbares Signal bei ausbrechendem Feuer zu geben; ihr Klang ist schön und volltönig. Dergleichen Guſsgegenstände sind billiger, als die aus Bronce, und durchaus nicht dem Springen unterworfen.

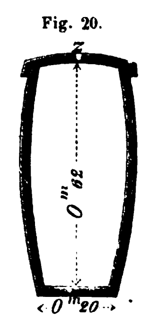
Wenn schon in vielen Fabriken die Fabrikation des Bessemer-Stahls in ein geheimniſsvolles Dunkel gehüllt wird, so gilt dies in noch höherem Grade von dem Tiegelstahl, dem eigentlichen Guſsstahl bester Qualität. Diese Geheimniſsthuerei geht in einigen Hüttenwerken so weit, daſs selbst eine specielle Empfehlung an den General-Director noch nicht die Pforten zu dem Heiligthum der Schmelzerei öffnet. Um so dankenswerther ist das freundliche Entgegenkommen in den Fabriken zu Hörde und in Annen bei Dortmund, wo einem Jeden, der für die Sache Interesse zeigt, der Eintritt gern gestattet wird. Ob überhaupt für ein so tiefes Mysterium begründete Veranlassung vorliegt? Wohl möglich! Denn oft genug ist es das böse Gewissen, welches Profanen und Uneingeweihten hinter die Coulissen zu schauen verbietet, da bekanntlich Manches als feinster Tiegelstahl in die Welt geht, was in der That nur ein einfacher Bessemer-Rohstahl ist.

Die Verfeinerung des Stahls geschieht durch das sogen. »Gerben«, und durch Umwandlung desselben in Tiegel-Guſsstahl. Was den ersteren Prozeſs, das Gerben, anbetrifft, so bezieht sich dieser eigentlich nur auf den Cement- oder Blasenstahl, dem dadurch ein gleichmäſsigeres Gefüge, mehr Stärke und Elasticität verliehen werden soll. Man erreicht dieses dadurch, daſs man 6 bis 8 Stahlstäbe von verschiedener Härte über einander legt, sie zusammenschweiſst und zuletzt im Raffinirfeuer einer Umschmelzung unterwirft, die mit dem Puddeln einige Aehn-

lichkeit hat. Dieses Zusammenschweifsen des Rohstahls in Packeten- und das darauf folgende Ausrecken unter dem Hammer wird bei einem recht feinen Stahl 2- bis 3 mal wiederholt.

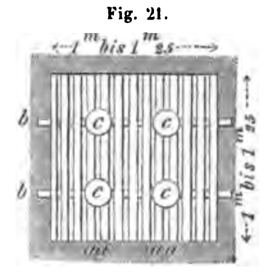
Die Fabrikation des Tiegelstahls ist eine viel ältere, als die des Bessemer-Stahls und geschieht in einer grofsen Anzahl von gemauerten Oefen, die in den Fufsboden des Fabriklocals vertieft eingeschnitten und in langen parallelen Reihen neben einander angeordnet sind; ihre Gröfse richtet sich nach der Zahl der Schmelztiegel, die in ihnen Platz finden sollen; gewöhnlich enthält jeder Ofen 4 von diesen Tiegeln. Die letzteren haben die in Fig. 20 dargestellte Form, sind etwa 0^m60 bis 0^m75 hoch und dürfen nur aus dem besten, durchaus feuerfesten Thon hergestellt werden. Die Wandstärke der Tiegel darf nicht zu grofs sein, damit die Hitze ungehindert durchdringen kann. In dieselben werden nun 5 bis 8 Centim. lange Stücke von Luppenstahl, von Cementstahl, von schmiedeeisernen Abfällen aller Art, in Verbindung mit Mangan und anderweitigen Zuschlägen u. s. w. hineingelegt, so dafs das Gewicht dieser, fast bis zum Deckel des Tiegels angehäuften Füllung etwa 80 bis 100 Ø. (40 bis 50 k) beträgt. Die Luppenstahlstücke erhält man dabei aus langen Stangen, die, von einem Arbeiter gehandhabt, unter der Maschine in kurze Stücke geschnitten werden. Ob hierbei noch sonstige Zuschläge zu machen sind und in welcher Menge und Beschaffenheit dieselben hinzutreten, hängt lediglich von der Feinheit und Härte des zu producirenden Gufsstahls ab und bleibt daher jedesmal der sachgemäfsen Beurtheilung eines bewährten Technikers überlassen. Unter Umständen können sogar zerhackte, schmiedeeiserne Stäbe für sich allein zur Stahlfabrikation dienen. Nachdem die Tiegel auf diese Weise angefüllt und mit einem Deckel geschlossen sind, stellt man sie in kleinen Zwischenweiten auf die Rostfläche des Ofens und umgiebt sie ringsum mit Coaksstücken.

Fig. 20.



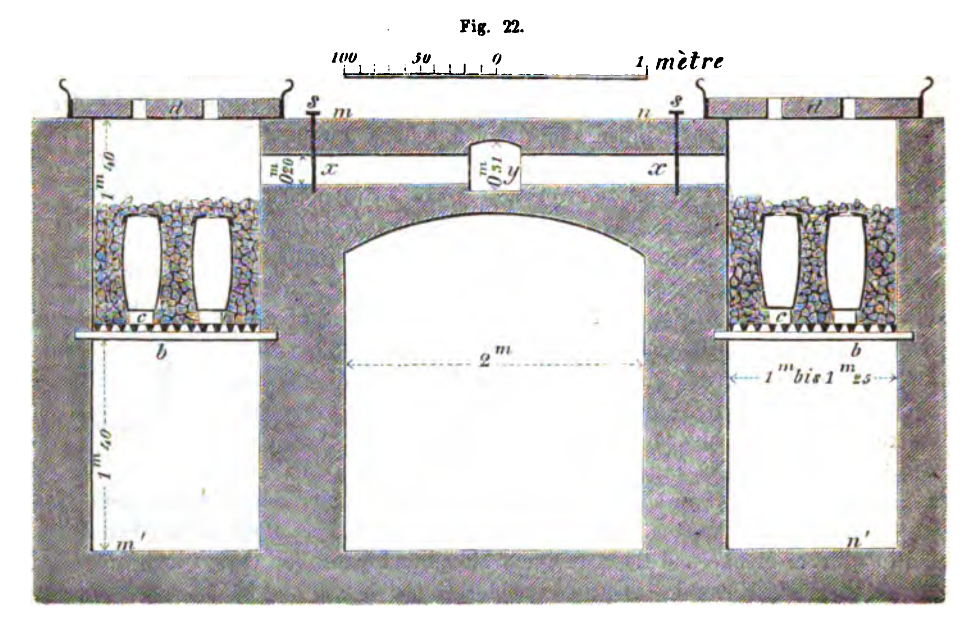
Aus den Figuren 21 und 22 gehen die Dimensionen dieses Ofens im Grundrifs und im Querschnitt hervor; es bezeichnen hierin *aa*.. 4 stärkere Roststäbe, auf welchen die Schmelztiegel stehen, *bb* 2 zur Unterstützung der Rostfläche nothwendige eiserne Querstäbe und *cc*.. die aus feuerfestem Thon gebrannten sogen. »Käsesteine«, die als Unterlager für die Tiegel dienen; diese Steine von dunkelbrauner oder schwarzer Farbe haben hauptsächlich den Zweck, die unmittelbare Berührung der Tiegel mit den Roststäben zu vermeiden und einer schnellen Erkaltung derselben vorzubeugen; ihre Form ist meistens cylindrisch, von ca. 0^m18 Durchmesser und 0^m08 Höhe, doch kommen sie auch nicht selten in der Gestalt von abgekürzten Kegeln vor. Die Linie *mn* bezeichnet den Fufsboden der Fabrik und die Linie *m'n'* den des unteren Geschosses. Die Dauer des Umschmelzungsprozesses hängt von dem Härtegrade, resp. von der Kohlenstoffmenge ab, die in dem Gufsstahl verbleiben soll; durchschnittlich kann hierfür eine Zeitdauer von 4 bis 5 Stunden angenommen werden. Um inzwischen eine gleichmäfsige Gluth zu unterhalten, ist jeder von den Oefen oben mit einem beweglichen Deckel *d* geschlossen, der von 2 Arbeitern bei Seite geschoben wird, wenn aus den bereit stehenden, vollgefüllten Körben eine neue Coaksschüttung aufgegeben werden mufs. Dieser verschiebbare Deckel hat, der Grundrifsform des Ofens entsprechend, eine quadratische

Fig. 21.



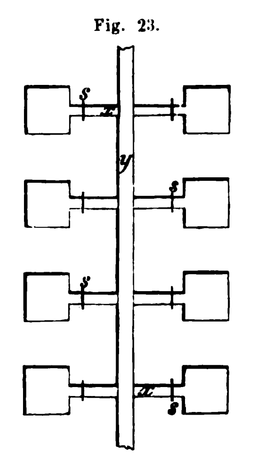
resp. rechteckige Gestalt, greift nicht unerheblich über die Begrenzungslinien des Ofens fort und besteht gewöhnlich aus hochkantig vermauerten, feuerfesten Steinen von $0^m 13$ Höhe, die durch ringsherum greifende schmiedeeiserne Bänder fest zu-

Fig. 22.



sammen gehalten und verschraubt sind; ein Paar eiserne, an den Rändern dieses Schiebedeckels befestigte Handgriffe gestatten eine leichte Bewegung desselben nach beliebiger Richtung. Es wäre noch zu erwähnen, dafs zwei in seiner Mitte eingeschnittene Oeffnungen dazu dienen, um mittelst einer eisernen Stange durchgreifen und die Coaksstücke gleichmäfsiger um die Tiegel herum vertheilen zu können.

Fig. 23.

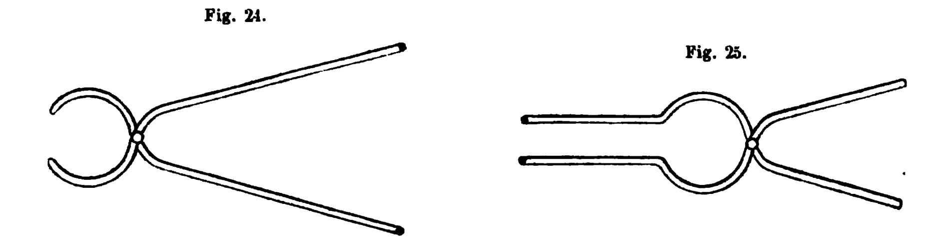


Die während der Umschmelzung sich erzeugenden Verbrennungsprodukte entweichen von den beiderseitigen Oefen durch die Seitenkanäle xx, vergl. auch die Gesammtanordnung im Grundrifs, Fig. 23, in den mittleren Hauptkanal y, der an dem äufsersten Ende mit einem Schornstein in Verbindung steht; zur Regulirung des Zuges dienen die eisernen Schieber s.

Eine Hauptschwierigkeit bei der Tiegelstahlfabrikation liegt in der sicheren Beurtheilung, ob der Schmelzprozefs als beendigt anzusehen ist und ob demnach zum Ausgiefsen der Tiegel geschritten werden kann. Um sich von der vollständigen Dünnflüssigkeit der Masse zu überzeugen, hebt man den konisch gestalteten, aus feuerfestem Material bestehenden Stöpsel aus der Mitte des Tiegeldeckels heraus und bringt durch die Oeffnung z — vergl. Fig. 20 — in das Innere des Tiegels das Ende einer eisernen Stange hinein, mittelst welcher man durch wiederholtes Umrühren zu beurtheilen vermag, ob die Füllung bereits in eine gleichmäfsig geschmolzene Masse übergegangen ist, oder ob sich einzelne Rohstahlstücke noch in einem festen ungeschmolzenen Zustande befinden. Diesen rechtzeitigen

Moment des Ausgiefsens zu treffen, ist, wie bereits bemerkt, von grofser Schwierigkeit, und kann eine zutreffende Sicherheit hierin nur durch langjährige Uebung und Erfahrung gewonnen werden.

Ist nun der Rohstahl in einen vollständig gleichmäfsigen Flufs gerathen und der Moment des Ausgiefsens eingetreten, so werden die Tiegel, nachdem der abschliefsende Ofendeckel bei Seite geschoben, mittelst einer Zange von der Form der Fig. 24 aus dem Ofen herausgehoben und nebeneinander gestellt; hierauf fassen zwei Arbeiter jeden Tiegel mit einer anderen, in Fig. 25 dargestellten Zange und


Fig. 24. Fig. 25.

giefsen den Inhalt desselben in die bereit stehenden, vorher angewärmten Coquillen. So einfach die Operation des Ausgiefsens zu sein scheint, so ist doch hierbei die gröfste Aufmerksamkeit und Akkuratesse nothwendig, da die gute Beschaffenheit des Stahlblockes wesentlich von der prompten und gleichmäfsigen Ausführung des Gusses abhängt; die ganze Arbeit mufs schnell, korrekt und, man könnte hinzufügen, mit militairischer Präcision vor sich gehen. Besonders ist beim Giefsen sehr grofser Blöcke (über 1000 *Ø.* = 500 ^{k}) darauf zu achten, dafs diese Arbeit nur von ganz geübten Leuten ausgeführt wird; der Strahl mufs gleichmäfsig und continuirlich in die Coquille gelangen.

Ueber Form und Gröfse der Coquillen ist bereits oben das Nothwendige bemerkt worden; ihre Gröfse findet man zuweilen danach bemessen, dafs sie den Inhalt der in einem Ofen aufgestellten Schmelztiegel aufzunehmen im Stande sind; doch ist dieses durchaus nicht als feststehende Regel zu betrachten, da einige Fabriken so kolossale Gufsstahlblöcke liefern, dafs zu ihrer Darstellung eine enorme Zahl von Tiegeln erforderlich ist. So befand sich auf der letzten Pariser Industrie-Ausstellung ein von Krupp, unserem Gufsstahlkönig, gelieferter Block, dessen Gewicht 800 Ctr. betrug. Die Fabrikation so schwerer Blöcke ist freilich nicht in der Weise ausführbar, dafs man den Inhalt eines jeden Tiegels einzeln und successive in die Coquille giefst; hierzu bedarf es dann vielmehr wieder eines grofsen Reservoirs, dessen bereits bei der Bessemer-Stahlfabrikation Erwähnung geschah, und welches, mit dem Inhalt sämmtlicher Tiegel gefüllt, die ganze Gufsstahlmasse auf Einmal in die Coquille, oder event. auch in die »Form« übertreten läfst, wenn es sich um fertige Gufsgegenstände handelt. Auf diese Weise werden Achsen, Räder, Glocken u. s. w. dargestellt. Jedenfalls ist dafür Sorge zu tragen, dafs jede Coquille, von welcher Form und Gröfse sie auch sein möge, nur eine vollkommen homogene Gufsstahlmasse von gleichem Mischungsverhältnifs in sich aufnimmt, ebenso wie auch nach vollendetem Gufs der Zutritt der Luft von dem rothglühenden Blocke sorgfältig abgehalten werden mufs; dies geschieht dadurch, dafs man die obere Oeffnung der Coquille mit einer eisernen Platte abdeckt und auf diese etwas Sand wirft. Auch schon während des Gusses ist der Zutritt der Luft durch eine beschleunigte Förderung der Arbeit möglichst abzuhalten. Die Entfernung des Blockes

aus der Coquille erfolgt in ähnlicher Weise, wie dies bereits oben beschrieben worden. —

Die Schmelzöfen sind bei der aufserordentlichen Gluth, die während einer »Tour« dauernd in ihnen unterhalten werden mufs, einer baldigen Destruction unterworfen; daher kommt es, dafs immer nur ein Theil dieser Oefen im Betriebe ist, während die übrigen einer nothwendigen Reparatur unterliegen; durchschnittlich halten sie bei hartem Stahl 20 bis 24, bei weichem Stahl nur 16 bis 20 Touren aus. Die ganze Zahl der in einer Fabrik vorhandenen Oefen hängt von der räumlichen Ausdehnung und von dem Umfange ihrer Thätigkeit ab. So enthält das Bochumer Hüttenwerk im Ganzen etwa 100 Oefen zu je 4 Schmelztiegeln; eine gleiche Zahl von Tiegeln nehmen die, in der Gufsstahlfabrik zu Annen befindlichen Oefen auf, während die letzteren bei Krupp in Essen gröfser, und zur Aufnahme von 12 Tiegeln berechnet sein sollen.

Was speciell noch die Schmelztiegel anbetrifft, so können nur solche zur Verwendung kommen, die aus dem besten, durchaus fehlerfreien Material bestehen; die Anfertigung der Tiegel, sowie die Composition ihrer Masse, ist ein »Arcanum« der Fabrikanten. In vielen Fabriken werden sie nach jeder einzelnen Tour zerbrochen und auf den allgemeinen Scherbenhaufen befördert, wo sie mit den, an ihrer Grundfläche angebackenen »Käsesteinen« in den verschiedensten Farbennüancen auftreten und an die ausgestandene Feuerprobe der vergangenen Tage erinnern. Da jedoch ein so schneller Verlust der Tiegel von jeder Fabrik schwer empfunden und hiervon auch mehr oder minder der Preis des Tiegelstahls berührt wird, so liegt es im wohlverstandenen Interesse der Fabrikanten, jeden Tiegel, wenn es irgend möglich erscheint, zum zweiten Male zu gebrauchen; bei gewöhnlichen Stahlsorten von nicht zu subtiler Qualität ist dies ohne Zweifel auch zulässig, in keinem Falle jedoch bei der Anfertigung von Gewehrlaufstahl, da hierzu das Tiegelmaterial ganz besonders, und zwar von solcher Beschaffenheit ausgewählt werden mufs, dafs es direct und mitthätig auf die Schmelzmasse einwirkt; diese zusätzlichen Bestandtheile des Tiegels werden aber schon bei der ersten Tour fast vollständig absorbirt, so dafs die letzteren für die Folge nicht weiter zu gebrauchen sind.

Es ist bereits oben bemerkt worden, dafs die Zeitdauer der Umschmelzung hauptsächlich von der Reinheit und der Härte abhängt, welche der Gufsstahl erhalten soll; für einen weichen, und von den fremden Bestandtheilen (Kali, Kieselerde, Schwefel, Phosphor u. s. w.) völlig befreiten Stahl wird dieser Prozefs viel länger fortzusetzen sein, als für einen harten, der stets unreiner und kohlenstoffhaltiger ist. Die härtesten Stahlsorten finden zu Sägen, Feilen, Bohrern Schwertklingen, Scheeren u. s. w., überhaupt zu Werkzeugen aller Art Anwendung. Es hat sich dabei herausgestellt, dafs es aufserordentlich schwierig ist, einen deutschen Werkzeugstahl einzuführen, der hinsichtlich seiner Güte und Brauchbarkeit mit dem englischen Fabrikate erfolgreich konkurriren kann. Wenn nun auch in manchen Fabriken die Lösung dieses Problems bereits glücklich gelungen scheint, so sind doch noch so vielfache, in dem deutschen Charakter begründete Vorurtheile zu überwinden, dafs es für unser heimisches Fabrikat häufig erst einer englischen Devise bedarf, um ihm allgemeinen Eingang und Absatz zu verschaffen. *Mundus vult decipi.* — Noch schwieriger ist es, einen allen Bedingungen entsprechenden Gewehrlaufstahl herzustellen, dessen Fabrikation deshalb auf einem besonderen Geheimnifs beruht. Ein zu diesem Zweck dienender Gufsstahl mufs, frei von allen fremden Beimischungen, vom besten Eisengehalte

sein, dabei nur wenig Kohlenstoff enthalten und ein zähes, feines, nicht körniges Gefüge zeigen. Hinsichtlich seiner Härte schadet ein Uebermafs mehr, als es nützt. Ein aus zu hartem Stahl bestehender Flintenlauf ist nämlich, abgesehen davon, dafs sich die Züge nicht so leicht einschneiden lassen, nur schwer zu bohren, zu feilen und zu poliren; hierzu kommt, dafs ein derartiger Lauf, wenn er nach erfolgter Decharge eine kleine Ausdehnung erlitten, sein ursprüngliches Kaliber nicht so leicht wieder annimmt, wie dies bei einer weicheren Stahlsorte geschieht. Viele Fabriken leisten in Bezug auf Qualität des Gewehrlaufstahls ganz Vorzügliches, da es ihnen gelingt, selbst bei gröfseren Partien völlig egale und fehlerfreie Blöcke herzustellen; bei zu hartem Stahl würde dieses jedoch kaum zu erreichen sein. Was von dem Gewehrlaufstahl bemerkt worden, gilt in noch höherem Grade von dem Material zu den Gufsstahlgeschützen, — diesen dämonischen »Friedensinstrumenten«. Dieselben haben vor den aus Bronce gegossenen Geschützen den Vortheil, dafs sie leichter sind, dafs die Züge nicht so leicht ausschleifsen und dafs sich, allen schweren Zielobjekten gegenüber, auch gröfsere Schufseffekte mit ihnen erreichen lassen. Andererseits liegt der Hauptvortheil der Bronce in der aufserordentlichen Zähigkeit, Dauer und Gestaltungsfähigkeit dieses Materials, welches sich leicht feilen, bohren und bearbeiten läfst. Hinsichtlich des Kostenpunktes fällt der Umstand schwer ins Gewicht, dafs die unbrauchbar gewordenen Broncegeschütze durch Umschmelzen wieder verwendet werden können, was bei den Stahlgeschützen absolut unmöglich ist. Die Sicherheit gegen Zerspringen ist bei den ersteren unzweifelhaft gröfser, als bei den Stahlröhren, doch bieten auch diese bei sorgsamer und tadelloser Ausführung des Gusses eine vollkommene Garantie hierfür dar, besonders dann, wenn hinsichtlich des Bessemer-Stahls und des Tiegelgufsstahls kein »Qui pro quo« statt gefunden. Einige Fabriken haben es vortrefflich verstanden, den Betrieb ihrer Schmelzerei so geheim zu halten, dafs man glaubte, es würde dort nur Tiegelstahl angefertigt; erst später ist es zur öffentlichen Kenntnifs gelangt, dafs sich jene Fabriken auch mit der Anfertigung von Bessemer-Stahl beschäftigen. Berger und Comp. in Witten, Harkort in Wetter u. s. w. fabriciren gleichfalls Bessemer-Stahl. — Geschütze sowohl, wie Gewehrläufe, die in der That aus dem besten Tiegelgufsstahl geliefert worden, bieten eine grofse Sicherheit gegen Zerspringen. Der Bajonettstahl erfordert eine weniger subtile Qualität. Zu Panzerplatten ist ein zäher und harter Stahl von $1\frac{1}{2}$ % Kohlenstoffgehalt zu verwenden; doch darf derselbe keine Spur von Sprödigkeit besitzen; zur Herstellung solcher Platten bedarf es selbstverständlich sehr starker Walzwerke. —

Als durchschnittlicher, von der jedesmaligen Qualität des Tiegelstahls abhängiger Preis läfst sich pro Ctr. 10 bis 20 Thlr. annehmen; bei Façonstücken würde sich der Preis nach den Modellen, resp. Zeichnungen richten; billiger stellt sich derselbe bei solchen Stahlsorten, die einen zweimaligen Gebrauch der Tiegel gestatten, in welchem Falle der Tiegelstahl hinsichtlich der Kosten ebenfalls mit dem Bessemer-Stahl konkurriren könnte. In Bezug auf die Qualität verdient aber der erstere den unbedingten Vorzug, da er eine viel sorgfältigere Behandlung als der Bessemer-Stahl erfährt. Wenn dieser daher auch für gröbere Gegenstände sehr gut zu verwenden ist, so wird er doch niemals den feineren Tiegelstahl ersetzen können. Die Kosten dieses letzteren dürften sich im Allgemeinen mindestens um $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ höher belaufen, als die der anderen Stahlsorte; aus diesem Grunde wird auch der Tiegelstahl zu Eisenbahnschienen und dergl. wohl schwerlich eine allgemeine Anwendung finden.

Das »Härten« des Stahls geschieht in glühendem Zustande durch »Abschrecken« desselben in reinem fließenden Wasser; es ist dies ein Hauptkriterium, welches den Stahl vom Schmiedeeisen unterscheidet, da das letztere auf diese Weise niemals gehärtet werden kann; seine größte Härte erhält der Stahl durch »Abschrecken« in Quecksilber, während flüssige Fette, Oele u. s. w., welche zu diesem Zwecke verwendet werden, einen viel geringeren Härtegrad hervorbringen. Durch das sogen. »Anlaufenlassen« ist man im Stande, dem Stahl in verschiedenen Hitzegraden die verschiedensten Farbenabstufungen zu verleihen; bei 220° R. wird derselbe hellgelb, bei 230° dunkelgelb, bei 290° dunkelblau u. s. w.

Das specifische Gewicht des Stahls beträgt im Mittel 7,7. Ein guter Stahl muß im Bruch ein vollständig gleichartiges Gefüge zeigen und ein so zartes, feines und weißes Korn haben, daß die Krystallform nicht zu erkennen ist; für ein geübtes Auge liegt hierin zugleich ein Mittel, den Bessemer-Stahl vom Tiegelstahl zu unterscheiden. —

Erstes Kapitel.

Träger aus Gufseisen.

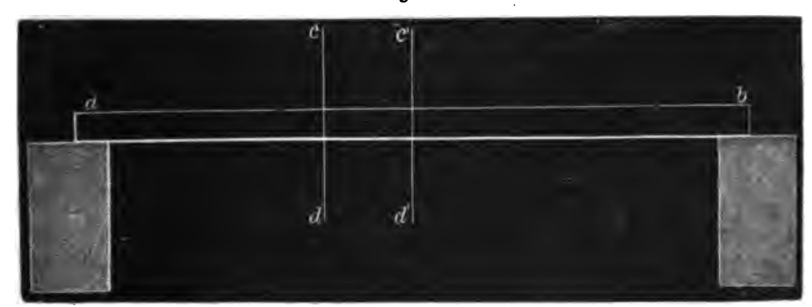
Wenn es sich darum handelt, die Tragfähigkeit eines Balkens zu berechnen, so hat man das Moment von zwei verschiedenen Kräften dabei in's Auge zu fassen, nämlich:

1) das Moment der inneren Kräfte, das Widerstandsmoment, und
2) das Moment der äufseren Kräfte, das Angriffs- oder Biegungsmoment.

Man versteht unter dem Moment der inneren Kräfte das Moment derjenigen Kräfte, die normal auf der Querschnittsfläche des Balkens wirken und vermöge der Elasticität des Materials dem Zerbrechen desselben Widerstand leisten. Die Gröfse dieses Moments hängt hauptsächlich von dem Querschnittsprofil und dem Material des Trägers ab.

Unter dem Moment der äufseren Kräfte hat man das Moment der angreifenden Kräfte zu verstehen; dieselben stellen den Balken in seinem Belastungszustande dar, und wirken direct auf Biegen und Zerbrechen ein. Es ist daher die Gröfse dieses Moments hauptsächlich von der Zahl und Gröfse der äufseren Kräfte, sowie von der Art und Weise ihrer Vertheilung abhängig; doch ist auch die Länge des Balkens und die Art seiner Unterstützung hierbei wesentlich in Betracht zu ziehen. Das Moment der äufseren Kräfte tritt jedesmal activ, das der inneren Kräfte passiv auf; das Vorhandensein des ersteren ruft nothwendig das Moment der widerstehenden Kräfte hervor. Bei einer jeden Construction, die einen ausreichenden Grad von Sicherheit darbieten soll, mufs das Widerstandsmoment mindestens eben so grofs sein, wie das Biegungsmoment; das Verhältnifs beider zu einander giebt einen Mafsstab für die Sicherheit der Construction.

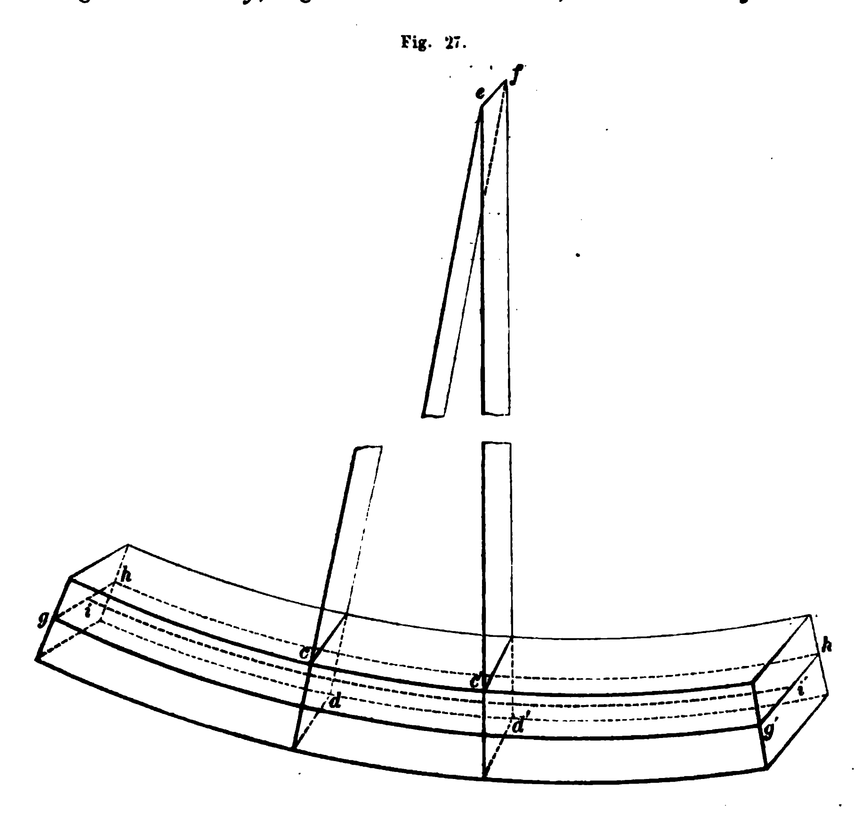
Fig. 26.



Unsere Aufgabe besteht nun zunächst darin, das Moment der inneren Kräfte für eine beliebige Querschnittsform eines Trägers zu ermitteln. Zu diesem Zweck ist es nothwendig, behufs näheren Verständnisses folgende Bemerkungen voranzuschicken.

Man denke einen an beiden Enden frei aufliegenden, unbelasteten Balken *ab*, Fig. 26, und in beliebiger Entfernung von einander zwei parallele Querschnitte *cd* und *c'd'*, zwischen denen also sämmtliche Fasern des Trägers überall von gleicher Länge sind. Nach erfolgter Belastung, und bei der daraus hervorgehenden Durchbiegung des Balkens sind diese Schnitte nicht mehr parallel, sie stehen vielmehr normal auf den gekrümmten Fasern und schneiden sich daher, nach oben verlängert, in einer geraden Linie *ef*, Fig. 27. Dieselbe enthält, wenn man sich jene Schnitte

Fig. 27.



unendlich nahe liegend denkt, die Krümmungsmittelpunkte für sämmtliche, zwischen ihnen befindliche Fasern. Liegen die Schnitte jedoch in endlicher Entfernung, so existirt für die dazwischen liegenden Fasern eine unendlich grofse Zahl von Krümmungshalbmessern; dieselben sind in der Mitte des Balkens am kleinsten und werden über den beiden freien Endauflagern unendlich grofs.

Aus dem Umstande, dafs die beiden Querschnittsflächen *cd* und *c'd'* nach erfolgter Durchbiegung des Balkens eine convergirende Lage angenommen haben, ergiebt sich nun unmittelbar, dafs die zwischen ihnen befindlichen Fasern in den verschiedenen Faserschichten auch von verschiedener Länge sein müssen. Es kann demnach mit Recht behauptet werden, dafs die Längenfasern an der unteren, convexen Seite länger geworden, d. h. in eine Zugspannung versetzt sind, während

die Fasern oben an der concaven Seite eine Verkürzung und hiermit zugleich eine Druckspannung erlitten haben. Hiernach mufs in der halben Höhe des Trägers eine Schicht $ghg'h'$ existiren, in welcher sämmtliche Fasern weder verlängert noch verkürzt wurden, so dafs in ihrer ursprünglichen Länge keine Aenderung eingetreten ist. Diese Schicht heifst die neutrale Faserschicht; sie enthält eine unendlich grofse Zahl von Fasern, die sich den verschiedenen Spannungsverhältnissen gegenüber neutral verhalten und die daher neutrale Fasern genannt werden; unter allen diesen ist besonders diejenige von grofser Wichtigkeit, welche mit der Schwerpunktsachse des Balkens zusammenfällt, nämlich die Faser ii'; dieselbe ist unter dem Namen der »elastischen Linie« bekannt.

Aus der Verbindung der neutralen Fasern in einem beliebigen Querschnitt zu einer geraden und quer hindurchgehenden Linie entsteht die neutrale Achse; auch kann man darunter diejenige Linie verstehen, in welcher die neutrale Faserschicht von einer beliebigen, auf die Kanten des Trägers rechtwinklig gelegten Ebene geschnitten wird. Die neutrale Achse gh oder $g'h'$ ist stets gerade und geht quer durch den Balkenquerschnitt hindurch, indem sie den Schwerpunkt desselben in sich aufnimmt. Bei symmetrischen Querschnitten liegt sie daher in der halben Höhe desselben, wie dieses aus den Fig. 28, 29 und 30 hervorgeht, in denen die Linie mn die neutrale Achse darstellt; bei unsymmetrischen Querschnitten ist ihre Lage besonders zu ermitteln.

Fig. 28.

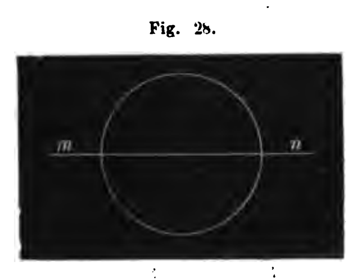
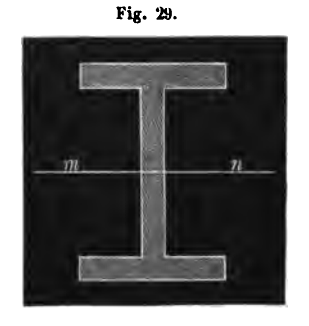
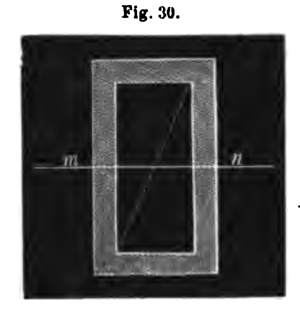


Fig. 29.



Die neutrale Achse bildet genau die Grenze zwischen den positiven und negativen Spannungen, d. h. zwischen den Zug- und Druckkräften. Die Zunahme dieser, in den verschiedenen Faserschichten auch verschieden auftretenden Spannungen steht dabei in einem directen Verhältnifs zu dem normalen Abstande derselben von der neutralen Achse. Es seien beispielsweise ab und cd, Fig. 31, zwei unendlich nahe liegende Balkenquerschnitte, die sich verlängert im Punkte e schneiden. Durch den in der neutralen Faserschicht liegenden Punkt p denke man eine Linie parallel zu ae; mit λ werde die absolute Längenveränderung der im Abstande y, und mit λ' die absolute Längenveränderung der im Abstande y' von der neutralen Achse befindlichen Faser bezeichnet; alsdann verhält sich

Fig. 30.



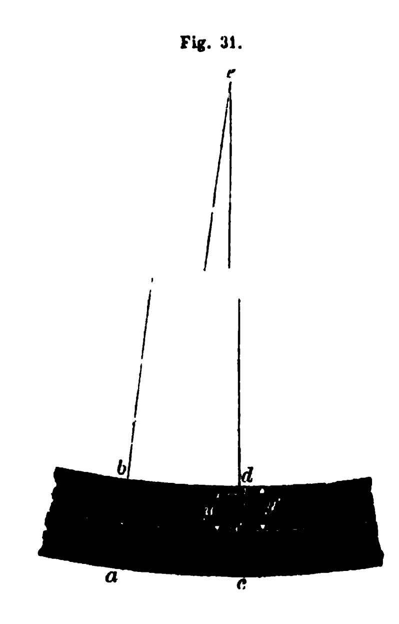
$$\lambda : \lambda' = y : y',$$

und da nach einem bekannten Elasticitätsgesetze die absoluten Längenveränderungen zweier Fasern sich direkt wie ihre Spannungen σ und σ' verhalten, so findet demnach auch die Proportion statt

$$\sigma : \sigma' = y : y'.$$

Es ist hiernach einleuchtend, dafs die Elasticitätsgrenze des Materials zuerst in den äufsersten, oben und unten liegenden Faserschichten eintritt; und zwar erfolgt bei einer bis zum Bruche hin fortgesetzten Belastung des Trägers das Zusammenbrechen desselben dadurch, dafs die zu stark belasteten Fasern von beiden Aufsenflächen des Trägers fortschreitend nach der Mitte hin allmählig zerrissen resp. zerdrückt werden.

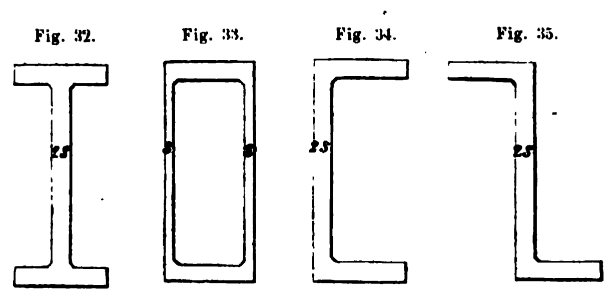
Fig. 31.



Aus Vorstehendem ist ersichtlich, dafs die durch Biegung hervorgerufenen Spannungen nie gleichmäfsig vertheilt über die Querschnittsfläche eines Balkens auftreten; es kann vielmehr in den entferntesten Faserschichten die Grenze der Elasticität bereits erreicht sein, während die Widerstandsfähigkeit des Materials in der Nähe der neutralen Achse nur eine theilweise Ausnutzung erfährt. Dieser Uebelstand tritt bei einer vollen und rechteckigen Querschnittsform, wie sie bei hölzernen Balken fast ausschliefslich vorkommt, am eklatantesten hervor. Es lag daher nahe, bei verändertem Material auch die Querschnittsform des Trägers einer Aenderung zu unterwerfen, und zwar in dem Sinne, dafs dabei auf die Elasticitätsverhältnisse des Materials, sowie auf die verschiedenartig im Querschnitte auftretenden Spannungen gebührende Rücksicht genommen wurde.

Die ersten gufseisernen Träger hatten daher den in Fig. 32 dargestellten symmetrisch T-förmigen Querschnitt; es trat hierin schon die Tendenz hervor, bei einer zweckmäfsigeren Verwendung des Materials eine gröfsere Tragfähigkeit des Trägers zu erzielen und das Eigengewicht desselben zu verringern. Aus der Translocation der Flanschen, event. der Vertikalrippe, entstehen dann die Querschnittsformen, wie sie die Figuren 33 bis 35 zeigen. Die beiden letzteren stellen die Winkel- und Z-Form dar. Erst später, als man auf dem Wege des Versuchs die Elasticitätsverhältnisse des Gufseisens gegen Zug- und Druckkräfte näher kennen gelernt hatte, gelangte man zu dem Resultat, dafs nicht die symmetrische, sondern diejenige Querschnittsform die vortheilhafteste Verwendung des Materials involvirt, bei welcher der Abstand der am meisten gezogenen Faser von der neutralen Achse auf $\frac{1}{3}$ der Trägerhöhe liegt. Die Gründe hierfür würden weiter unten in Betracht zu ziehen sein. Es ist daher bei allen gufseisernen Trägern, falls der Materialaufwand sich dem theoretischen Minimum möglichst nähern soll, von grofser Wichtigkeit, die Querschnittsverhätnisse derselben jedesmal so zu disponiren, dafs die

Fig. 32. Fig. 33. Fig. 34. Fig. 35.



neutrale Achse die eben bezeichnete Lage erhalte. Dies führt dann auf Träger von gleichem Widerstande, oder von »gleicher stabiler Festigkeit.«

Bei allen unsymmetrischen Querschnitten geschieht die Ermittelung des Schwerpunktes, und hiermit zugleich die Beurtheilung der richtigen Querschnittsform eines gufseisernen Trägers mit Hülfe des Schwerpunktsmomentes. Man bezieht dasselbe am einfachsten auf die, durch die oberste oder unterste Längskante des Trägers durchgehende Querachse.

Unter dem Schwerpunktsmoment einer Fläche, bezogen auf eine beliebige Achse, versteht man den Inhalt dieser Fläche, multiplicirt mit dem Abstande ihres Schwerpunktes von jener Achse. Der hierbei in Anwendung kommende Grundsatz ist durch die Gleichung ausgedrückt:

$$\text{I.} \quad F y_0 = \Sigma df \cdot y.$$

Hierin bezeichnet F die ganze Querschnittsfläche, y_0 den Abstand ihres Schwerpunktes von einer beliebig zu wählenden Achse, und $\Sigma df \cdot y$ die Summe der Schwerpunktsmomente aller unendlich schmalen und parallelen Streifen df, aus denen jene Fläche besteht, multiplicirt mit ihren variablen Schwerpunktsabständen y von derselben Achse.

Aus obiger Gleichung ergiebt sich der gesuchte Werth

$$y_0 = \frac{\Sigma df \cdot y}{F}.$$

Wird das Schwerpunktsmoment der Fläche auf die, durch ihren Schwerpunkt gehende Achse bezogen, so ist

$$y_0 = 0$$

und daher auch

$$\Sigma df \cdot y = 0.$$

Es ist demnach das Schwerpunktsmoment der oberhalb und unterhalb der neutralen Achse liegenden Querschnittstheile in algebraischer Beziehung gleich grofs.

Fig. 36.



Nach dieser Erklärung soll nun zunächst in einigen Beispielen die Lage der neutralen Achse ermittelt werden.

1) Für den einfach T-förmigen Querschnitt, Fig. 36, ist

$$(bh - b'h')\, e = \frac{bh^2}{2} - \frac{b'h'^2}{2}$$

$$e = \frac{bh^2 - b'h'^2}{2\,(bh - b'h')}.$$

Dieser Werth von e wird bei der Berechnung des Widerstandsmomentes des Trägerquerschnitts benutzt.

Oder man setze nach Obigem die Schwerpunktsmomente der oberhalb und unterhalb der neutralen Achse liegenden Flächentheile einander gleich; alsdann wird:

$$b(h - h')\, x = (b - b')\, h' x'.$$

Da ferner

$$x + x' = \frac{h - h'}{2} + \frac{h'}{2} = \frac{h}{2},$$

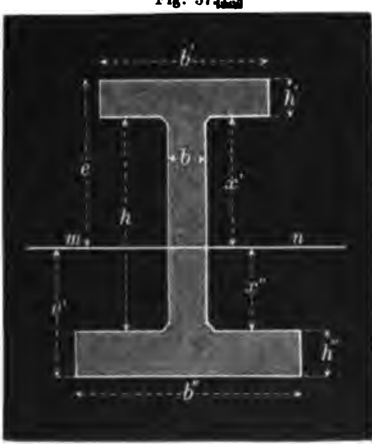
so ergiebt sich:

$$x = \frac{(b - b')\,hh'}{2\,(bh - b'h')}$$

2) Ist der Trägerquerschnitt doppelt T-förmig, mit oben und unten befindlichen ungleich grofsen Flanschen, Fig. 37, so gilt zur Bestimmung der Werthe x' und x'' die Gleichung:

$$\frac{b'(h' + x')^2}{2} - \frac{(b' - b)\,x'^2}{2} = \frac{b''(h'' + x'')^2}{2} - \frac{(b'' - b)\,x''^2}{2}.$$

Fig. 37.



Da ferner

$$x' + x'' = h,$$

so wird

$$x' = \frac{bh^2 - b'h'^2 + b''h''^2 + 2\,b''h\,h''}{2\,(bh + b'h' + b''h'')},$$

und

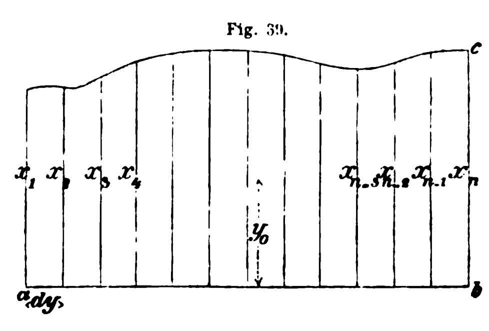
$$x'' = \frac{bh^2 + 2\,b'h\,h' + b'h'^2 - b''h''^2}{2\,(bh + b'h' + b''h'')}.$$

3) Bei dem mit eingeschriebenen Mafsen (Centimeter) versehenen Querschnitt der Fig. 38 soll das Schwerpunktsmoment auf die Achse xy bezogen werden. Demnach ist

Fig. 38.



Fig. 39.



$$(8,5.2,4 + 22,6.2 + 16.3)\,e = 8,5.2,4.26,8 + 22,6.2.14,3 + 16.3.1,5\,;$$

hieraus

$$e = 11,136.$$

4) Es soll die Lage des Schwerpunktes bei einer, an ihrer oberen Seite unregelmäfsig begrenzten Fläche, Fig. 39, ermittelt werden; der Inhalt derselben sei F und der Abstand ihres Schwerpunktes von der Grundlinie ab sei y_0. Man theile die letztere in eine gerade Anzahl gleicher, aber möglichst schmaler Streifen ein, deren Breite mit dy bezeichnet werde. Errichtet man nun in diesen

Theilpunkten Lothe, und bezeichnet man deren Länge bis zur oberen Begrenzungslinie hin mit x_1, x_2, x_3 u. s. w., so ist

$$F y_0 = \tfrac{1}{2} \Sigma x^2 . dy, \text{ und hieraus}$$

$$y_0 = \frac{\tfrac{1}{2} \Sigma x^2 . dy}{F}.$$

Nun ist nach der bekannten Simpson'schen Formel

$$F = \frac{dy}{3} (x_1 + 4x_2 + 2x_3 + 4x_4 + \dots 2x_{n-2} + 4x_{n-1} + x_n).$$

Ferner kann der Ausdruck

$$\Sigma x^2 . dy$$

einem Flächeninhalt gleichgesetzt werden, der sich ganz anolog mittelst der obigen Formel ausdrücken läfst; es ist daher

$$\frac{1}{2} \Sigma x^2 . dy = \frac{1}{2} . \frac{dy}{3} \left(x_1^2 + 4x_2^2 + 2x_3^2 + \dots 4x_{n-1}^2 + x_n^2 \right)$$

Diese Werthe, oben eingesetzt, geben

$$y_0 = \frac{x_1^2 + 4x_2^2 + 2x_3^2 + 4x_4^2 + \dots 4x_{n-1}^2 + x_n^2}{2 (x_1 + 4x_2 + 2x_3 + 4x_4 + \dots 4x_{n-1} + x_n)}$$

Hiernach ist der Abstand des Schwerpunktes von der Linie ab ermittelt; verfährt man in ganz gleicher Weise mit Bezug auf die Seite bc, so ist dadurch die Lage des Schwerpunktes bestimmt.

Nachdem nun der Begriff des Schwerpunktsmomentes erklärt und auch das Verfahren kurz erläutert worden, wie sich mit Hülfe desselben die Lage der neutralen Achse eines unsymmetrischen Trägerquerschnitts ermitteln läfst, gehen wir jetzt zur näheren Definition des Widerstandsmomentes über.

Fig. 40.

Man denke den an beiden Enden frei aufliegenden Balken an einer beliebigen Stelle ab, Fig. 40, durchschnitten. Um das gestörte Gleichgewicht wieder herzustellen, wird man in jeder unendlich schmalen und parallel zur neutralen Achse gedachten Faserschicht df jener Schnittfläche horizontale Druck- resp. Zugkräfte substituiren müssen, welche der Gröfse der in den einzelnen Fasern auftretenden Spannungen überall entsprechen. Diese Kräfte können bei einer voraussetzlich nur sehr geringen Durchbiegung des Balkens als horizontal wirkend angenommen werden; sie stehen normal auf den betreffenden Balkenquerschnitten und werden daher auch »Normalspannungen« genannt. Nach statischen Grundsätzen mufs aber die algebraische Summe aller dieser Horizontalkräfte in jedem Querschnitte des Trägers gleich Null sein, wie dies durch die Gleichung ausgedrückt ist

$$\text{II.} \quad \Sigma \sigma . df = 0.$$

Man kann dieses Gesetz auch dahin aussprechen, dafs die oberhalb und unterhalb der neutralen Achse auftretenden Resultirenden aller jener Druck- und

Zugkräfte in algebraischer Beziehung gleich grofs sind. Es bilden demnach diese beiden entgegengesetzt wirkenden Resultirenden ein Kräftepaar, deren Moment bekanntlich für jeden Punkt in der Ebene constant ist. Das Moment dieses »Paares« ist aber nichts anderes, als das Widerstandsmoment des Querschnitts, dessen Tendenz zur Drehung — wie wir weiter unten sehen werden — gerade entgegengesetzt auftritt, wie beim Biegungsmoment. Bezeichnen wir also den Hebelsarm beider Resultirenden, d. h. den vertikalen Abstand ihrer Angriffspunkte mit y, so drückt die Formel

$$\text{III.} \quad \Sigma \sigma . df . y$$

das Moment aller Normalspannungen, oder allgemein das Widerstandsmoment des Querschnitts aus.

Da nun im Falle des Gleichgewichts die Summe der statischen Momente aller auf jenes Balkenstück einwirkenden Kräfte gleich Null sein mufs, so wäre das für den Schnitt x auftretende Biegungsmoment M_x, welches den Auflagerdruck R enthält, für jede beliebige, etwa durch den Punkt c durchgelegte Drehachse dem Widerstandsmoment des Balkenquerschnitts gleich zu setzen. Es findet demnach die allgemeine Relation statt:

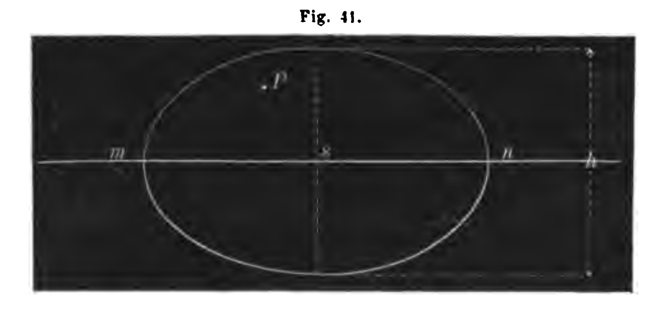
$$M_x = \Sigma \sigma . df . y.$$

Der unter III aufgestellte Ausdruck ist von grofser Wichtigkeit und kann direct zur Berechnung des Momentes aller im Querschnitte wirksamen Horizontalspannungen benutzt werden.

Bevor wir jedoch von jener Formel in diesem Sinne Gebrauch machen, kommt es zunächst darauf an, dieselbe umzugestalten und eine neue bestimmtere Formel herzuleiten, die man gewöhnlich als Grundformel für die relative Festigkeit betrachtet. Dieselbe enthält stets das Trägheitsmoment des Querschnitts und es ist daher nothwendig, auch den Begriff dieses Momentes etwas näher in's Auge zu fassen.

Man versteht unter dem Trägheitsmoment eines Querschnitts die Summe sämmtlicher Flächenelemente, multiplicirt mit den Quadraten ihrer lothrechten Abstände von der neutralen Achse. Das Trägheitsmoment, welches wir in Nachfolgendem stets mit W bezeichnen, haftet an der Form und der Gröfse des Querschnitts und wird durch die Dimensionen desselben ausgedrückt; es hat also dies Moment eine rein geometrische Beziehung.

Fig. 41.



Bezeichnen wir den Inhalt der, in Fig. 41 dargestellten Fläche mit F, ein unendlich kleines Flächenelement mit df, und die variablen Abstände derselben von der neutralen Achse mn mit y' y'' y''' ..., so ist nach obiger Erklärung das Trägheitsmoment dieser Fläche

$$W = \Sigma (df . y'^2 + df . y''^2 + df . y'''^2 + \ldots\ldots), \text{ oder}$$

$$\text{IV.} \quad W = \Sigma y^2 . df.$$

Für die rechts befindliche Summe läfst sich noch der Ausdruck

$$F \,.\, Y^2$$

setzen, unter Y den lothrechten Abstand desjenigen Punktes P von der neutralen Achse verstanden, in welchem man sich die ganze Fläche ohne Veränderung ihres Trägheitsmomentes vereinigt denken kann. Hiernach hätte der Punkt P für das Trägheitsmoment der Fläche dieselbe Bedeutung, wie der Schwerpunkt s für das statische Moment derselben.

Wenn nun die, in Fig. 41 dargestellte Fläche in analytischer Hinsicht bekannt ist, wobei die vertikalen Abstände y innerhalb bestimmter Grenzen liegen, so läfst sich das Trägheitsmoment der Fläche durch ein bestimmtes Integral ausdrücken. Bezeichnen wir also die gröfste Höhe derselben mit h, so wäre mit Rücksicht auf die positiven und negativen Werthe sämmtlicher Lothe

$$W = \Sigma_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} y^2 \,.\, df.$$

Hierin wäre nach der Gleichung der Umfangslinie des Querschnitts der Werth df als Function von y auszudrücken, das allgemeine Integral zu bilden und in diesem zuerst der eine und dann der andere Grenzwerth von y zu substituiren; die Differenz beider Ausdrücke giebt dann den Werth des bestimmten Integrals.

In obige Integralformel lassen sich noch veränderte Grenzwerthe einführen. Unter der bestimmten Voraussetzung nämlich, dafs

$$f_{-y} = f_y,$$

dafs also das Vorzeichen der Function sich nicht ändert, wenn man in dieselbe statt $+y$ den Werth $-y$ einsetzt, findet die Gleichung statt

$$\Sigma_{-a}^{+a} f_y \,.\, dy = 2\,\Sigma_0^a f_y \,.\, dy.$$

Hiernach ist ein bestimmtes Integral mit den Grenzwerthen des y von $-a$ bis $+a$ gleich dem doppelten, bestimmten Integral derselben Function, wobei aber der Variable in den Grenzen von 0 bis a zu nehmen ist.

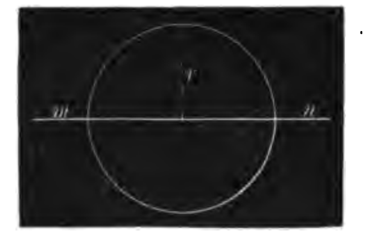
Dieses Gesetz, für die obige Formel des Trägheitsmomentes angewendet, ergiebt:

$$W = 2\,\Sigma_0^{\frac{h}{2}} y^2 \,.\, df.$$

Es wäre ferner für einen kreisförmigen Querschnitt, Fig. 42,

$$W = \Sigma_{-r}^{+r} y^2 \,.\, df = 2\,\Sigma_0^r y^2 \,.\, df.$$

Fig. 42.



Sollte indessen das Trägheitsmoment derselben Figur auf eine, als Tangente gedachte Achse mn, Fig. 43, bezogen werden, so ist in diesem Falle

$$W = \Sigma_0^{2r} y^2 \,.\, df.$$

Fig. 43.



Aus der nachfolgenden Darstellung ergeben sich nun die **Trägheitsmomente der üblichsten Querschnittsformen.**

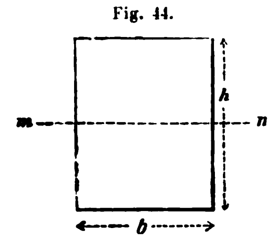


Fig. 44.

1) Für ein **Rechteck** in der Stellung der Fig. 44 ist nach der allgemeinen Formel:

$$W = \sum_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} y^2 . df = 2 \sum_{0}^{\frac{h}{2}} y^2 . df.$$

Nun ist das unendlich kleine Flächenelement

$df = b . dy$, daher

$$W = b \sum_{-\frac{h}{2}}^{+\frac{h}{2}} y^2 . dy$$

Ferner ist das allgemeine Integral

$$\sum y^2 . dy = \frac{1}{3} y^3 .$$

Für y die Grenzwerthe substituirt, ergiebt sich also

$$W = \frac{1}{3} b \left(\frac{1}{8} h^3 + \frac{1}{8} h^3 \right) = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} fh^2,$$

unter f den Inhalt des rechteckigen Querschnitts verstanden.

Sämmtliche Dimensionen sind dabei durch die Mafseinheit auszudrücken.



Fig. 45.

2) Für ein Rechteck von denselben Dimensionen, aber in **liegender** Stellung, Fig. 45, ist ebenfalls

$$W = \frac{1}{12} bh^3,$$

wobei indessen die Buchstaben b und h ihre Werthe vertauscht haben.

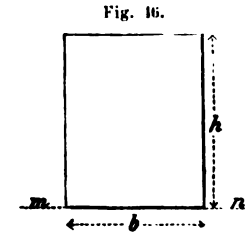


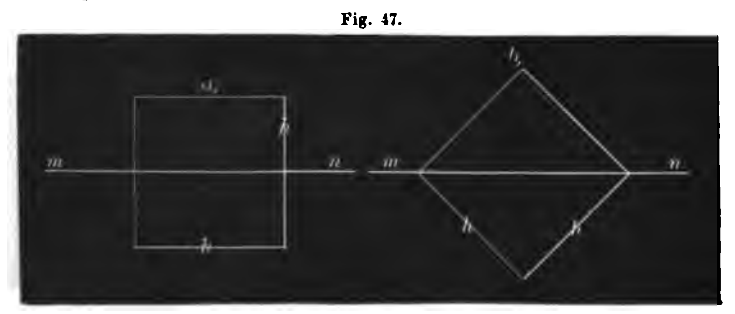
Fig. 46.

3) Soll bei der **ersteren** Stellung des Rechtecks das Trägheitsmoment auf eine Achse mn bezogen werden, die, wie aus Fig. 46 ersichtlich, durch die **kürzere** Seite desselben hindurchgeht, so wäre

$$W = \sum_{0}^{h} y^2 . df$$
$$= b \sum_{0}^{h} y^2 . dy = \frac{1}{3} bh^3.$$

Das Trägheitsmoment vergröfsert sich also um das 4fache.

Fig. 47.



4) Aus den eben aufgestellten Formeln ergiebt sich unmittelbar das Trägheitsmoment eines quadratischen Querschnitts, wenn man $b = h$ setzt. Ob dabei das Quadrat in der Lage $a_{,}$ oder $b_{,}$, Fig. 47, erscheint, ist ganz gleichgültig, da das Trägheitsmoment regulärer Figuren in jeder beliebigen Stellung derselben gleich grofs ist. Demnach wird

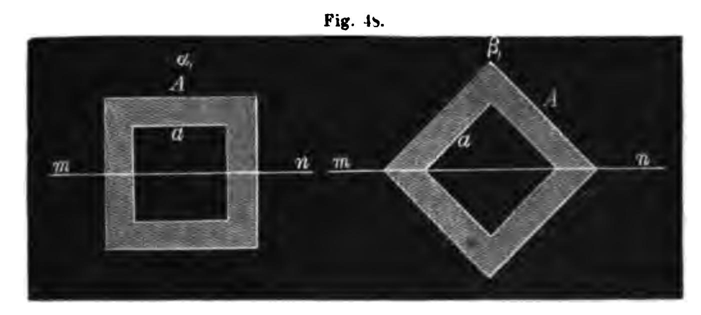
$$W = \frac{1}{12} h^4 = \frac{1}{12} f h^2,$$

unter f den Inhalt des Quadrats verstanden.

Für den Fall, dafs die neutrale Achse mit einer Seite des Quadrats zusammenfällt, wird, ähnlich wie oben,

$$W = \frac{1}{3} h^4 = \frac{1}{3} f h^2.$$

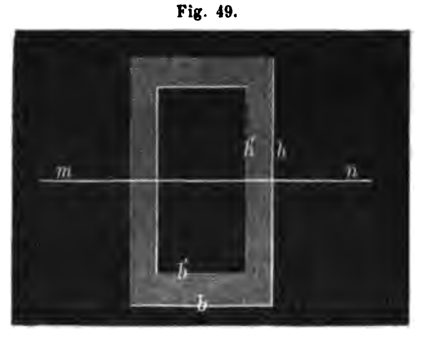
Fig. 48.



5) Ist der quadratische Querschnitt hohl mit den Seitenlängen A und a, so würde von dem Trägheitsmoment des äufseren Quadrats das des inneren abzuziehen sein; es ergiebt sich daher für beide Stellungen $a_{,}$ und $\beta_{,}$, Fig. 48,

$$W = \frac{A^4 - a^4}{12}$$

Fig. 49.

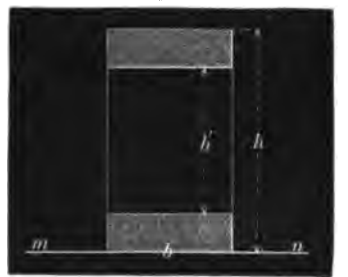


6) In gleicher Weise erhält man ohne Weiteres das Trägheitsmoment eines hohlen, rechteckigen Querschnitts, Fig. 49,

$$W = \frac{1}{12}\left(bh^3 - b'h'^3\right) = \frac{1}{12}\left(fh^2 - f'h'^2\right),$$

unter f und f' den Inhalt des äufseren, resp. den des inneren Rechtecks verstanden.

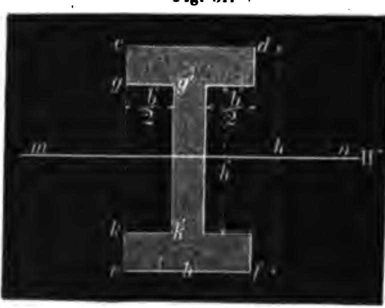
Fig. 50.



7) Setzen wir in der letzteren Formel $b = b'$, so dafs also der Querschnitt die Form der Fig. 50 annimmt, so wird

$$W = \frac{1}{12} b\left(h^3 - h'^3\right).$$

Fig. 51.

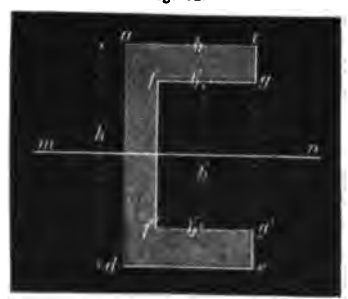


8) Die in No. 6 aufgestellte Formel giebt — unter sonst gleichen Bedingungen — zugleich auch das Trägheitsmoment für eine symmetrische, **doppelt T-förmige** Querschnittsform, vergl. Fig. 51; man überzeugt sich hiervon leicht, wenn man von dem Trägheitsmoment des Rechtecks *cdef*, das des **doppelten** Rechtecks $gg'kk'$ subtrahirt; dadurch entsteht ebenfalls

$$W = \frac{1}{12}\left(bh^3 - b'h'^3\right).$$



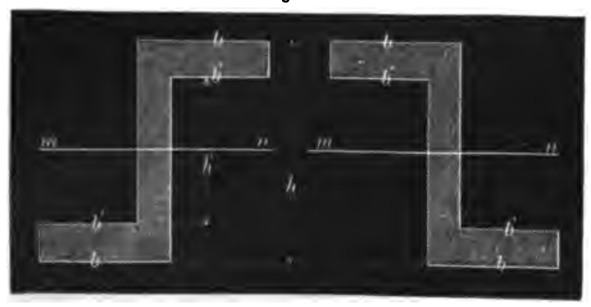
Fig. 52.



9) Wenn die Translocation einzelner Querschnittstheile in der Weise vor sich geht, dafs sie ihre Lage gegen die neutrale Achse nicht verändern, so erleidet auch das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts dadurch **keine** Veränderung. Mit Rücksicht hierauf gilt auch für die, in den Fig. 52 und 53 dargestellten Querschnitte der bereits oben gefundene Werth des Trägheitsmomentes; bei dem Querschnitte der Fig. 52 hätte man nur nöthig, von dem Trägheitsmoment des Rechtecks *acde* das des inneren Rechtecks $fgf'g'$ in Abzug zu bringen. In allen Fällen bleibt unverändert

$$W = \frac{1}{12}\left(bh^3 - b'h'^3\right).$$

Fig. 53.



10) Behufs Ermittelung des Trägheitsmomentes für einen **unsymmetrischen, doppelt T-förmigen** Querschnitt ist zunächst die richtige Lage der neutralen Achse festzustellen; dies ist bereits früher geschehen, indem die Werthe von x' und x'', vergl. Fig. 37, gefunden wurden. Hierauf Bezug nehmend, benutzen wir die in No. 3 aufgestellte Formel für das Trägheitsmoment eines Rechtecks, bei welchem die neutrale Achse *mn* mit einer Seite desselben zusammenfällt, und erhalten demnach

$$W = \frac{1}{3}\left\{b'(h' + x')^3 - (b' - b)x'^3 + b''(h'' + x'')^3 - (b'' - b)x''^3\right\}.$$

11) Zur Berechnung des Trägheitsmomentes einer **Kreisfläche**, Fig. 54, mit Bezug auf die, durch den Mittelpunkt derselben gedachte neutrale Achse dient das bestimmte Integral

Fig. 54.

$$W = 4\int_0^r y \,.\, dx \,.\, x^2.$$

Nun ist unter Einführung des Winkels φ

$$y = r \sin\varphi$$
$$x = r \cos\varphi$$
$$dx = -r \sin\varphi \,.\, d\varphi,$$

also:

$$W = 4\int_{\frac{\pi}{2}}^{0} \left(r \sin\varphi\right) \left(-r \sin\varphi \,.\, d\varphi\right) \left(r \cos\varphi\right)^2$$

Da das Integral negativ ist, so kann man die Grenzen umkehren und dasselbe positiv setzen, d. h.

$$W = r^4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} 4 \sin\varphi^2 \cos\varphi^2 \,.\, d\varphi,$$

oder auch

$$W = r^4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left(2 \sin\varphi \cos\varphi\right)^2 d\varphi = r^4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sin 2\,\varphi^2 \,.\, d\varphi;$$

nun ist bekanntlich

$$\cos 2\,\alpha = \cos\alpha^2 - \sin\alpha^2$$
$$1 = \cos\alpha^2 + \sin\alpha^2.$$

Hieraus ergiebt sich:

$$1 - \cos 2\,\alpha = 2 \sin\alpha^2, \text{ oder}$$
$$1 - \cos 4\,\alpha = 2 \sin 2\,\alpha^2$$
$$\sin 2\,\alpha^2 = \frac{1 - \cos 4\,\alpha}{2}$$

Durch Substitution dieser Werthe entsteht

$$W = r^4 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{1 - \cos 4\,\varphi}{2} \,.\, d\varphi$$

$$= \frac{1}{2} r^4 \left\{ \int_0^{\frac{\pi}{2}} d\varphi - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos 4\,\varphi \,.\, d\varphi \right\}$$

$$= \frac{1}{2} r^4 \left\{ \int_0^{\frac{\pi}{2}} d\varphi - \frac{1}{4} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos 4\,\varphi \,.\, 4 \,.\, d\varphi \right\}$$

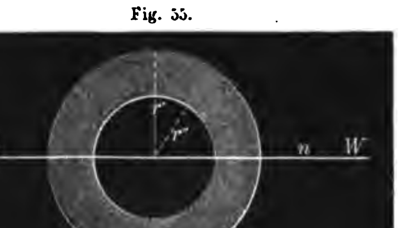
$$W = \frac{1}{2} r^4 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{1}{4} \sin 4 . \frac{\pi}{2}\right)$$

Da aber $\sin 2\pi = 0$, so wird

$$W = \frac{1}{4} \pi r^4 = \frac{1}{64} \pi d^4 = \frac{1}{16} f d^2,$$

unter f den Inhalt des Kreises verstanden.

Fig. 55.



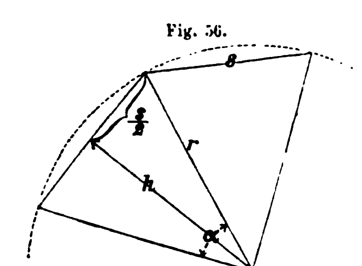
12) Für einen **hohlen, kreisförmigen** Querschnitt mit den bezüglichen Halbmessern r' und r'', Fig. 55, ergiebt sich unmittelbar

$$W = \frac{1}{4} \pi \left(r'^4 - r''^4\right).$$

13) Das Trägheitsmoment eines **regulären** n**-seitigen** Querschnitts ist durch den Ausdruck gegeben

$$1) \quad W = \frac{1}{12} F \left(3 h^2 + \frac{1}{4} s^2\right).$$

Fig. 56.



Hierin bezeichnet F den Inhalt desselben, s die Länge der Seite und h das vom Mittelpunkt des umbeschriebenen Kreises auf diese Seite gefällte Loth.
Es ist nun, vergl. Fig. 56,

$$s = 2 r \sin \frac{\alpha}{2}, \text{ und}$$

$$h = r \cos \frac{\alpha}{2}, \text{ ferner}$$

$$F = n . \frac{1}{2} r^2 \sin \alpha.$$

Diese Werthe oben eingesetzt, ergeben

$$W = \frac{1}{12} n . \frac{r^2}{2} \sin \alpha \left\{3 \left(r \cos \frac{\alpha}{2}\right)^2 + \frac{1}{4} \left(2 r \sin \frac{\alpha}{2}\right)^2\right\}$$

oder

$$W = \frac{1}{12} n r^4 \sin \alpha \left\{3 \cos^2 \frac{\alpha}{2} + \sin^2 . \frac{\alpha}{2}\right\}$$

$$= \frac{1}{24} n r^4 \sin \alpha \left(3 . \frac{1 + \cos \alpha}{2} + \frac{1 - \cos \alpha}{2}\right)$$

$$2) \quad W = \frac{1}{24} n r^4 \sin \alpha \left(2 + \cos \alpha\right).$$

Für ein reguläres **Sechseck** findet sich daher

$$W = \frac{1}{24} . 6 r^4 \sin 60^0 \left(2 + \cos 60^0\right)$$

$$= \frac{5}{16} r^4 \sqrt{3};$$

und für ein reguläres Achteck

$$W = \frac{1}{24}\, 8 r^4 \sin 45^0 \left(2 + \cos 45^0\right)$$
$$= \frac{1 + 2\sqrt{2.}}{6}\, r^4.$$

14, Zur Ermittelung des Trägheitsmomentes eines einfach T-förmigen Querschnitts ist zunächst erforderlich, die richtige Lage der neutralen Achse zu kennen; die bereits früher angestellte Berechnung ergab, vergl. Fig. 36,

$$e = \frac{bh^2 - b'h'^2}{2\,(bh - b'h')}.$$

Mithin ist

$$e' = h - e = \frac{bh^2 + b'h'^2 - 2b'hh'}{2\,(bh - b'h')}$$

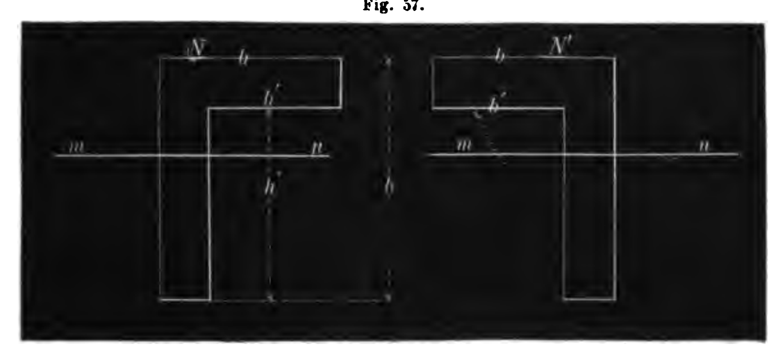
Das Trägheitsmoment drückt sich demnach aus durch

$$W = \frac{1}{3}\left\{b\,(h - e)^3 - b'\,(h' - e)^3 + (b - b')\,e^3\right\}$$

In diesen Ausdruck ist nun der für e ermittelte Werth zu substituiren und man erhält

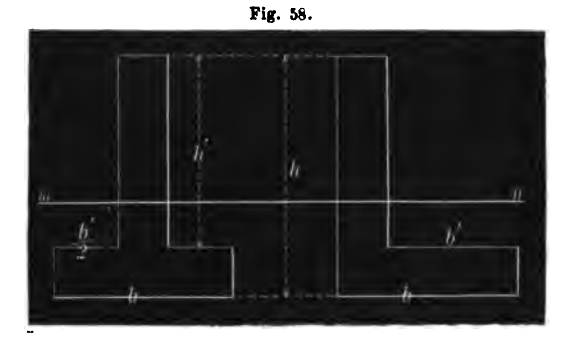
$$W = \frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bh\,b'h'\,(h - h')^2}{12\,(bh - b'h')}.$$

Fig. 57.



15) Da ein horizontales Verschieben der Vertikalrippe keinen Einflufs auf die Gröfse des Trägheitsmomentes ausübt, so wird der eben gefundene Werth desselben auch für die Querschnitte N und N', Fig. 57, gelten; selbstverständlich bezieht sich dies ebenfalls auf die in Fig. 58 dargestellte umgekehrte Lage jener Querschnitte.

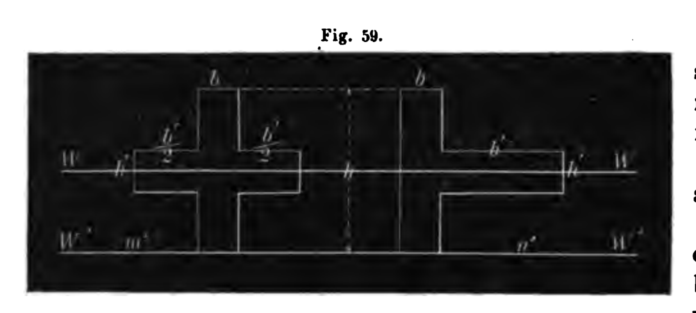
Fig. 58.



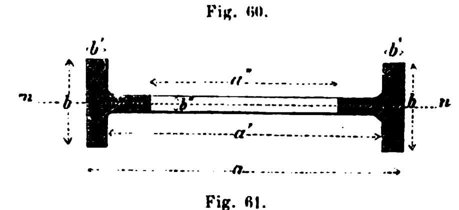
16) Die beiden Querschnitte der Fig. 59 haben, wie leicht ersichtlich, ein gleich grofses Trägheitsmoment, nämlich

$$W = \frac{1}{12}\left(bh^3 + b'h'^3\right).$$

Wie sich das Trägheitsmoment W' derselben Querschnitte, bezogen auf die Achse $m'n'$, ermitteln läfst, hiervon soll weiter unten gesprochen werden.

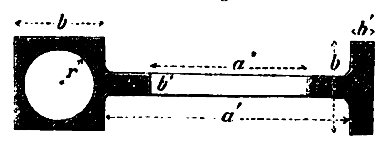

Fig. 59.

17) Zur Unterstützung des Frontmauerwerks kommen, besonders bei **Schaufensteranlagen**, sehr häufig **gufseiserne durchbrochene Wände** vor. Um ihre Tragfähigkeit zu berechnen, bedarf es des Trägheitsmomentes ihres Querschnitts.


Fig. 60.

Für das in Fig. 60 gegebene Querschnittsprofil einer solchen Wand ist das Trägheitsmoment, bezogen auf die Achse mn,

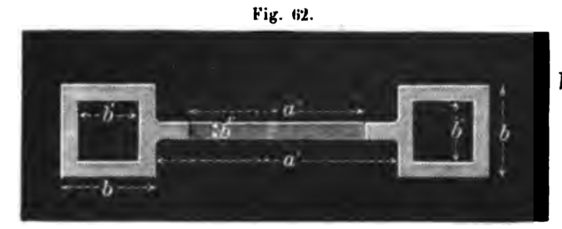
$$W = \frac{1}{6} b' b^3 + \frac{1}{12} \left(a' - a''\right) b''^3.$$


Fig. 61.

Die Länge a ist der Stärke der Frontmauer im Erdgeschofs ziemlich gleich.

Bei einer Querschnittsform der Wand, wie sie Fig. 61 zeigt, ist

$$W = \frac{1}{12} b^4 - \frac{1}{4} \pi r^4 + \frac{1}{12} \left(a' - a''\right) b'^3 + \frac{1}{12} b' b^3,$$


Fig. 62.

und bei einer Querschnittsform der Fig. 62

$$W = \frac{1}{12} \left\{ 2 (b^4 - b'^4) + (a' - a'') b''^3 \right\}$$

Auch Fig. 63 kann als Querschnittsform einer **Stütze** betrachtet werden; das Trägheitsmoment derselben ist:

$$W = \frac{1}{12} \left\{ 3 \pi (r'^4 - r''^4) + b'' h'^3 + b''' (h^3 - 8 r'^3) \right\}$$

Wir haben nun zuvörderst noch einer bekannten Formel Erwähnung zu thun, mittelst deren man im Stande ist, das Trägheitsmoment einer Querschnittsfläche, welches in Bezug auf die neutrale Achse bekannt ist, auf jede andere, **beliebige** Achse zu übertragen. Man nennt sie daher auch wohl die **Uebertragungs-** oder **Transpositionsformel**: sie ist von grofser Wichtigkeit und gestattet in vielen Fällen eine vortheilhafte Anwendung.

Man denke eine Fläche F, Fig. 64, und zwei beliebige parallele Achsen mn und pq, deren lothrechter Abstand von einander mit e bezeichnet werde. Der vertikale Abstand eines Flächenelements df von der Achse pq sei y. Bezeichnen wir ferner das auf die Achsen mn und pq bezogene Trägheitsmoment der Fläche mit W und W', so ist

$$\begin{aligned} W' &= \Sigma\, df\, (y + e)^2 \\ &= \Sigma\, (df \cdot y^2 + 2\, df \cdot ey + df \cdot e^2) \\ &= \Sigma y^2 \cdot df + 2\, e\, \Sigma y \cdot df + e^2\, \Sigma df \end{aligned}$$

Der Abstand des Schwerpunktes der Fläche F von der Achse pq sei y_0, dann ist

$$W = W' + 2eFy_0 + e^2 F.$$

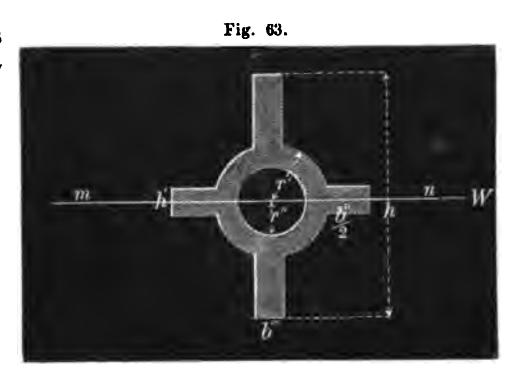


Fig. 63.

Geht nun die Achse pq durch den **Schwerpunkt** der Fläche, so wird

$$y_0 = 0,$$

und in diesem Falle ergiebt sich

$$W = W' + e^2 F.$$

d. h. **das Trägheitsmoment einer Fläche, in Bezug auf eine beliebige Achse, ist gleich dem Trägheitsmoment jener Fläche, bezogen auf die neutrale Schwerpunktsachse, vermehrt um das Product aus dem Quadrat des lothrechten Abstandes beider Achsen und dem Inhalt der Fläche.**

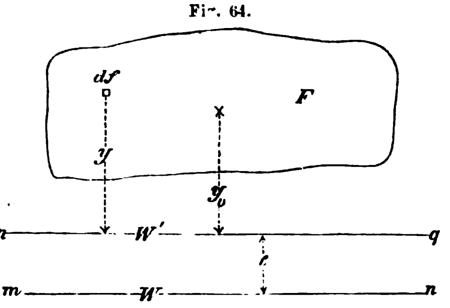


Fig. 64.

So ist beispielsweise das Trägheitsmoment eines **kreisförmigen Querschnitts**, bezogen auf eine als **Tangente** gedachte Achse,

$$W = \frac{1}{4}\pi r^4 + r^2 . r^2 \pi = \frac{5}{4}\pi r^4.$$

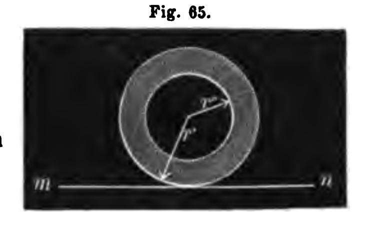


Fig. 65.

Unter denselben Bedingungen ergiebt sich für einen **hohlen**, kreisförmigen Querschnitt, Fig. 65,

$$W = \frac{1}{4}\pi\left(r'^4 - r''^4\right) + \pi\left(r'^2 - r''^2\right)r'^2.$$

Endlich ist für einen **vollen**, **rechteckigen** Querschnitt in stehender Stellung, wobei die Achse mit der **kürzeren** Seite desselben zusammenfällt,

$$W = \frac{1}{12}bh^3 + \frac{h^2}{4} . bh = \frac{1}{3}bh^3,$$

eine Formel, die bereits oben auf andere Weise gefunden worden.

Hiernach können wir nun dazu übergehen, aus dem allgemeinen Ausdruck

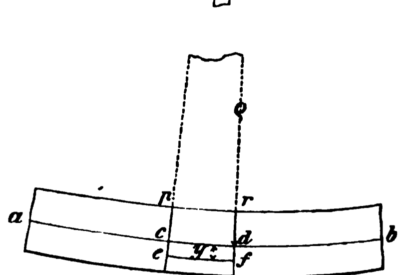
$$\Sigma \sigma . df . y,$$

welcher das **Widerstandsmoment** eines beliebigen Querschnitts darstellt, eine speciellere und allgemein brauchbare Formel für relative Festigkeit abzuleiten. Es kommt nämlich nur darauf an, für die Spannung σ eines Flächenelements in einem beliebigen Querschnitt den dazu gehörigen Werth aufzufinden und diesen in den obigen Ausdruck einzusetzen.

Es bezeichne ab, Fig. 66, ein Stück der neutralen Faserschicht eines an beiden Enden frei aufliegenden Balkens; op und qr seien zwei unendlich nahe liegende Querschnitte, die sich, nach oben verlängert, in m schneiden; zwischen diesen

Querschnitten bezeichne cd eine neutrale Faser, ef eine andere Faser, im Abstande y von derselben. Die in ef hervorgerufene Normalspannung σ habe eine absolute Längenveränderung von λ zur Folge; die letztere ist, je nach der verschiedenen Lage von y in Bezug auf die neutrale Faserschicht, entweder positiv, oder negativ aufzufassen. Die Länge der neutralen Faser cd sei gleich 1, dann drückt sich die der Faser ef durch $1 + \lambda$ aus. Wird endlich noch der Krümmungshalbmesser der zwischen den Schnitten op und qr liegenden neutralen Fasern mit ϱ bezeichnet, so findet die Proportion statt:

Fig. 66.



$$1 : 1 + \lambda = \varrho : \varrho + y$$

$$\lambda = \frac{y}{\varrho}.$$

Nun ist ferner der Ausdruck für den Elasticitätsmodul des Materials

$$E = \frac{\sigma}{\frac{\lambda}{1}},$$

also

$$\lambda = \frac{\sigma}{E},$$

demnach wird

$$\frac{y}{\varrho} = \frac{\sigma}{E}$$

Hieraus folgt

$$1)\quad \sigma = \frac{Ey}{\varrho}, \text{ und}$$

$$2)\quad \varrho = \frac{Ey}{\sigma}.$$

Aus der Gleichung 1) ergiebt sich, dafs in einem und demselben Querschnitt der Werth von σ mit zunehmendem Werthe von y gröfser wird. Die gröfste Spannung einer Faser findet also in den äufsersten Kanten des Balkens statt. Fassen wir aber verschiedene Querschnitte in's Auge, die in beliebigen Entfernungen von den Auflagerenden des Balkens sich befinden, so würde, bei constantem Werthe von y, die Spannung σ in demjenigen Querschnitt am gröfsten sein, wo der Krümmungshalbmesser ϱ am kleinsten ist. Der gröfste Werth von σ liegt also im mittleren Balkenquerschnitt, und zwar in derjenigen Faser, deren Abstand von der neutralen Achse ein Maximum erreicht. Dieser Werth darf zugleich das Maximum derjenigen Belastung nicht überschreiten, welche man mit Sicherheit auf jede Quadrateinheit des Querschnitts (Quadratcentim. oder Quadratzoll) als zulässig erachten kann; man nennt ihn daher den Trag- oder Sicherheitsmodul. Derselbe haftet ausschliefslich am Material und soll in der Folge mit T bezeichnet werden.

Durch Substitution des unter 1) gefundenen Werthes in den obigen allgemeinen Ausdruck ergiebt sich

$$\Sigma \sigma . df . y = \frac{E}{\varrho} \Sigma y^2 . df$$

$$\text{I.} \quad = \frac{WE}{\varrho}.$$

Diese für das Widerstandsmoment eines Querschnitts gefundene erste Formel ist für die Rechnung nicht bequem, da sie den unbekannten Krümmungshalbmesser ϱ enthält; setzen wir daher für den letzteren den in 2) ermittelten Werth, so wird

$$\Sigma \sigma . df . y = \frac{W . \sigma}{y}.$$

Jedem Werth von y entspricht aber ein besonderer Werth von σ. Nehmen wir für diesen den gröfstmöglichen, noch zulässigen Werth, also T (im mittelsten Balkenquerschnitt), so mufs für y der correspondirende Ausdruck, nämlich e in Anwendung kommen. Alsdann wird

$$\text{II.} \quad \Sigma \sigma . df . y = \frac{WT}{e}.$$

In dieser Formel bezeichnet also W das Trägheitsmoment des Querschnitts, T den Tragmodul und e den Abstand der am meisten gespannten Faser von der neutralen Achse.

Aus der Gleichsetzung beider Formeln ergiebt sich

$$\varrho = \frac{Ee}{T}.$$

Mittelst dieses Ausdruckes läfst sich der Krümmungshalbmesser der elastischen Linie für die Mitte des Balkens berechnen; ist dies geschehen, so kann man zur Berechnung des Widerstandsmoments auch von der ersten Formel Gebrauch machen.

Die in die vorstehende Entwickelung eingreifenden Werthe von E und T sind noch einer näheren Betrachtung zu unterziehen, und wir beginnen daher zunächst damit, den Begriff des Elasticitätsmoduls etwas eingehender festzustellen.

Die ungleich elastischen Längenveränderungen verschiedenartiger Stäbe, hervorgerufen durch die auf sie einwirkenden Zugkräfte von gleicher Intensität, haben darauf geführt, dieses verschiedene Verhalten der einzelnen Materialien durch eine Verhältnifszahl auszudrücken, die man den Elasticitätsmodul nennt. Man denke sich, aus gleichem Material bestehend, beliebig viele prismatische Stäbe mit dem Querschnitt 1 (Quadratcentimeter), aber von verschiedenen Längen l, l', l'' u. s. w.; diese an einem Ende befestigten Stäbe sollen am entgegengesetzten Ende eine Zug- oder eine Druckspannung von σ, σ', σ'' u. s. w. erleiden. Bezeichnen wir die dadurch bewirkten absoluten Längenveränderungen der Stäbe beziehungsweise mit λ, λ', λ'', u. s. w., so sind die Ausdrücke

$$\frac{\sigma}{\frac{\lambda}{l}}, \quad \frac{\sigma'}{\frac{\lambda'}{l'}}, \quad \frac{\sigma''}{\frac{\lambda''}{l''}} \text{ u. s. w.}$$

constant; jeder von ihnen bezeichnet den Elasticitätsmodul des Materials, aus dem jene Stäbe bestehen. Der Elasticitätsmodul drückt also das Verhältnifs der specifischen Ausdehnung $\left(\frac{\lambda}{l}\right)$ eines prismatischen Kör-

pers vom Querschnitt 1 (□cm) zu der auf ihn einwirkenden Zug- oder Druckspannung aus.

Setzt man $\sigma = 1^k$ und stellt sich beispielsweise der Werth $\frac{\lambda}{l}$ auf $\frac{1}{2000000}$ heraus, so wäre

$$E = 2000000^k.$$

Hierbei ist der Centim. als Längen- und das Kilogramm als Gewichtseinheit (pro □Centim.) vorausgesetzt worden.

Wird der Querschnitt des Stabes allgemein mit f bezeichnet, so ergiebt sich für den Elasticitätsmodul der Werth

$$E = \frac{\sigma}{f \cdot \frac{\lambda}{l}} = \frac{\sigma l}{f \lambda}.$$

Beispiel für das Duodecimalsystem:

Es sei die Länge eines Stabes von 1 □Zoll Querschnitt gleich 5′, und die auf ihn einwirkende Zug- oder Druckkraft von 110 Ctr. habe eine Längenveränderung von $\frac{1}{4}$ Linie zur Folge; alsdann wäre der Elasticitätsmodul des Materials, aus dem jener Stab besteht,

$$E = \frac{110 \cdot 5 \cdot 12}{\frac{1}{48}} = 316800 \text{ Ctr.}$$

Beispiel für das Decimalsystem:

Ein Stab, dessen Querschnitt 1 □Centim. und dessen Länge 75 Centim. beträgt, werde mit 200^k belastet und erfahre eine Längenausdehnung von 0,015 Centim.; alsdann ist

$$E = \frac{200 \cdot 75}{0{,}015} = 1000000^k.$$

Je nach dem nun diese Belastung als Zug- oder als Druckkraft auftritt, würde der Stab unter der Einwirkung derselben entweder auf das Doppelte seiner Länge ausgedehnt, oder bis auf Null zusammengedrückt werden — wenn die Elasticitätsverhältnisse des Materials überhaupt eine solche Längenveränderung gestatten. Die Richtigkeit dieser Behauptung, soweit sie sich wenigstens auf das Resultat des ersten Beispiels bezieht, geht aus der Proportion hervor

$$110 : \frac{1}{48 \cdot 12} = 316800 : x$$

$$x = 5'.$$

Uebrigens läfst sich dies ganz allgemein schon dadurch beweisen, dafs man in den obigen, für E hingestellten Ausdruck

$$f = 1 \text{ und } \lambda = l$$

setzt; alsdann wird

$$E = \sigma.$$

Es kann daher der Begriff des Elasticitätsmoduls dahin erweitert werden, dafs man darunter diejenige Zugkraft versteht, welche einen prismatischen Körper von 1 □Zoll, resp. von 1 □Centim. Querschnitt um seine eigene Länge ausdehnen würde, wenn dies überhaupt ohne Ueberschreitung der Elasticitätsgrenze möglich wäre. Innerhalb dieser Grenze sind bei gleich grofsen Kräften die Verlängerungen des Stabes den Verkürzungen desselben als gleich vorauszusetzen.

Nachstehende Tabelle enthält die Elasticitätsmodul verschiedener Materialien in Zollpfunden pro □Zoll des Querschnitts, und zugleich in Kilogrammen pro □Centim. desselben.

Tabelle
der Elasticitätsmodul von Metallen und Hölzern.

Bezeichnung des Materials.	Elasticitätsmodul E in Zollpfunden, pro □Zoll.	Elasticitätsmodul E in Kilogrammen, pro □Centim.
Schmiedeeisen in stärkeren Stäben.	27000000	1973684
desgl. in dünneren Stäben	33000000	2412280
desgl. in Drähten	28000000	2046783
Gufseisen	14900000	1089181
Stahl, ungehärtet	28000000	2046783
Gufsstahl, gehärtet	41200000	3011695
Kupfer	15000000	1096491
Kupferdraht	16400000	1198830
Harte Holzarten	1680000	122807
Mittlere Holzarten	1400000	102361

Fairbairn, der den Elasticitätsmodul für zwei verschiedene Gufseisensorten ermittelte, fand

für die Sorte No. 1, $E = 12994400$ *U.* pro □Zoll
und - - - No. 2, $E = 14267500$ *U.* - - .

Bei der Berechnung von Holz- und Eisen-Constructionen sind folgende Mittelwerthe anzunehmen:

Für Schmiedeeisen $E = 28000000$ *U.* pro □Zoll, oder 2000000^k pro □Centim.
- Gufseisen $E = 14000000$ *U.* - - - 1000000^k - -
- Holz $E = 1500000$ *U.* - - - 100000^k - -

Aus der Gleichheit der oben aufgestellten Quotienten

$$\frac{\sigma}{\frac{\lambda}{l}} = \frac{\sigma'}{\frac{\lambda'}{l'}} = \frac{\sigma''}{\frac{\lambda''}{l''}}$$

ergeben sich noch folgende wichtige Gesetze:

1) Bei gleichen Längen zweier, aus demselben Material bestehender Stäbe verhält sich

$$\lambda : \lambda' = \sigma : \sigma',$$

d. h. innerhalb der Elasticitätsgrenze sind die Längenveränderungen jener Stäbe der Gröfse der auf sie einwirkenden Zug- oder Druckkraft proportional.

2) Bei gleichen Zug-, oder Druckkräften wird

$$\lambda : \lambda' = l : l',$$

d. h. die Längenveränderungen jener Stäbe verhalten sich direct wie ihre Längen.

3) Bei gleichen Längen und gleichen Zugkräften, aber bei verschiedenen Querschnitten f und f' wird

$$\lambda : \lambda' = f' : f,$$

d. h. die absoluten Längenveränderungen der beiden Stäbe verhalten sich umgekehrt wie ihre Querschnitte.

4) Wenn die Längen zweier, aus verschiedenem Material bestehender Stäbe, sowie die auf sie einwirkenden Kräfte gleich sind, so verhalten sich die Elasticitätsmodul

$$E : E' = \lambda' : \lambda,$$

d. h. umgekehrt wie die Längenveränderungen derselben.

Hiernach würde also, unter sonst gleichen Bedingungen, die Längenveränderung eines hölzernen Stabes das 20fache und die eines gufseisernen Stabes das Doppelte von der eines schmiedeeisernen Stabes betragen.

Was nun noch speciell den Modul T anbetrifft, so versteht man darunter die zulässige Belastung oder diejenige Zug-, resp. Druckkraft, mit der jede Quadrat-Einheit (□Zoll, resp. □Centimeter) des Querschnitts in der Richtung der Längenfasern in Anspruch genommen werden darf, ohne dafs das Material die Grenze seiner Elasticität dabei erreicht. Je nach dem sich aber diese zulässige Belastung auf Zug oder auf Druck bezieht, wird man hierfür einen Werth für Zug- und einen andern für Druckspannung einzuführen haben; den einen bezeichnen wir mit T, resp. t (pro □Zoll, resp. pro □Centim. des Querschnitts), den andern mit T' resp. t'.

Für den Fall, dafs die am meisten gezogene oder gedrückte Faser über die Elasticitätsgrenze hinaus in Anspruch genommen werden soll, ergiebt sich das Widerstandsmoment des Querschnitts bis zum Bruch des Trägers, wenn man statt der Tragmodul die Festigkeitsmodul K und k, resp. K' und k' auf Zerreifsen, resp. auf Zerdrücken der Faser einführt. — Da jedoch in der Praxis die Kenntnifs der sichern Tragfähigkeit eines Balkens von gröfserer Wichtigkeit ist, als diejenige Ueberbelastung, welche ein Zerbrechen desselben herbeiführt, so ist es jedenfalls vortheilhafter, bei der Berechnung der Tragfähigkeit sich der Tragmodul, d. h. der Sicherheitscoefficienten, und nicht der Festigkeitsmodul zu bedienen; von den letzteren darf dann überhaupt nur ein bestimmter Bruchtheil in Anrechnung kommen, der sich nie sicher präcisiren läfst. Die betreffenden Werthe jener Modul entnehmen wir aus der nachstehenden

Tabelle
der Trag- und Festigkeitsmodul von Metallen und Hölzern in Hinsicht auf Zug- und Druckspannung.

Bezeichnung des Materials.	Pro □Zoll des Querschnitts in Zollpfunden. Tragmodul.		Festigkeitsmodul.		Pro □Centim. des Querschnitts in Kilogr. Tragmodul.		Festigkeitsmodul.	
	T ℔.	T' ℔.	K ℔.	K' ℔.	t kil.	t' kil.	k kil.	k' kil.
Schmiedeeisen in Stäben	20000	20000	60000	60000	1462	1462	4386	4386
desgl. in Drähten	30000	30000	90000	90000	2193	—	6579	—
Gufseisen	7000	15000	18000	60000	512	1096	1315	4386
Stahl, ungehärtet	—	30000	—	75000	—	2193	—	5482
Gufsstahl, gehärtet	—	70000	—	130000	—	5120	—	9503
Kupferdraht	13500	—	68300	—	986	—	4992	—
Blei, gewalzt	1200	1200	1780	1780	87	87	130	130
Holz von mittlerer Härte (in der Richtung der Fasern)	2800	2500	10000	9000	204	182	731	658

Bei den in der Hermannshütte in Bochum angestellten Versuchen ergab sich für Brückeneisen in allen Dimensionen hinsichtlich des Festigkeitsmoduls folgendes Resultat:

Für Puddlingsstahl betrug dieser Modul 72000 bis 82000 *tt.*
- Feinkorn - - - - 59000 - 63000 -
- sehniges Eisen - - - 45000 - 49000 -

Es wäre noch besonders hervorzuheben, dafs man für die in der obigen Tabelle enthaltenen Tragmodul in der Praxis niemals die vollen Werthe in Anwendung bringt, da es als ein rationeller Grundsatz zu betrachten ist, die Belastung des Materials nicht in dem Mafse zu steigern, dafs die Elasticitätsgrenze erreicht, geschweige denn überschritten werde. Mit Rücksicht hierauf führt man die Sicherheitsmodul ein und nimmt

bei Gufs- und Schmiedeeisen für T und t nur $\frac{1}{2}$ T, resp. $\frac{1}{2}$ t,
- Holz - T und t nur $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ T, resp. $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ t.

Für den praktischen Gebrauch abgerundet, sind daher folgende Belastungen des Materials mit Sicherheit in Anrechnung zu bringen:

I.

Pro □Zoll des Querschnitts in Centnern.

1) bei Schmiedeeisen gegen Zug und Druck 100 Ctr.
2) bei Gufseisen
 a) gegen Zug . . . . 35 „
 b) gegen Druck . . . . 70 „
3) bei Holz gegen Zug und Druck . . 10 bis 12 „

II.

Pro □Meter und für die Unterabtheilungen dieser Querschnittsfläche in Kilogrammen.

1) bei Schmiedeeisen gegen Zug und Druck
 pro □Meter . . . . $700^k . 10000$
 pro □Centimeter . . . . $700^k = 14$ Ctr.
 pro □Millimeter . . . . 7^k
2) bei Gufseisen

a. gegen Zug

 pro □Meter . . . . $250^k . 10000$
 pro □Centimeter . . . . $250^k = 5$ Ctr.
 pro □Millimeter . . . . $2{,}5^k$

b. gegen Druck

 pro □Meter . . . . $500^k . 10000$
 pro □Centimeter . . . . $500^k = 10$ Ctr.
 pro □Millimeter . . . . 5^k
3) bei Holz gegen Zug und Druck
 pro □Meter . . . . $70^k . 10000$
 pro □Centimeter . . . . 70^k
 pro □Millimeter . . . . $0{,}7^k$

Die pro □Décim. des Querschnitts zulässige Belastung läfst sich ebenfalls aus der Belastung pro □Meter direct abnehmen, wenn die Rechnung dies bedingen sollte.

Der bei Schmiedeeisen angegebene Sicherheitsmodul von 100 Ctr. pro □Zoll, resp. von 700^k pro □Centim., gewährt nicht allein im Zustande der ruhenden Last, sondern — nach Fairbairn's Versuchen — auch dann noch eine vollständige Sicherheit, wenn diese Belastung, wie bei Eisenbahnbrücken, in fortschreitender Bewegung sich befindet.

In früheren Jahren liefs man bei Schmiedeeisen eine Belastung von 180 Ctr. pro □Zoll zu und näherte sich hiermit demjenigen Werthe, welcher die Anstrengung jenes Materials (200 Ctr. pro □Zoll) bis zur Elasticitätsgrenze bezeichnet. Wenn man nun heutzutage nur die Hälfte dieser Belastung als zulässig erachtet, so geschieht dies hauptsächlich aus dem Grunde, weil bei complicirten Träger-Constructionen stets einzelne Verbandstücke auftreten, bei denen sich die Inanspruchnahme des Materials in allen Querschnittstheilen nicht genau ermitteln läfst. Die Belastung von 700^k pro $□^{cm}$ gewährt eine noch gröfsere Sicherheit; sie bezeichnet kaum den dritten Theil von der Beanspruchung des Schmiedeeisens bis zur Elasticitätsgrenze.

Wird Gufseisen nicht auf Bruchfestigkeit oder auf Zerknicken, sondern ausschliefslich auf Druckfestigkeit (wie bei Schuhen, Muffen u. s. w.) in Anspruch genommen, so wäre in solchem Falle auch der für Schmiedeeisen angegebene Modul zulässig.

Der für Holz angegebene Modul von 70^k ist so niedrig und sicher bemessen, dafs derselbe bei einer einigermafsen guten Holzgattung unbedingt auf 80^k erhöht werden kann.

Anmerkung. Nach Versuchen von Newall und Comp. ist die absolute Festigkeit von Drahtseilen auf 47000 Zollpfund, also höchstens nur auf 0,52 von der Festigkeit desjenigen Eisendrahts anzunehmen, der keine Drehung erlitten.

Bei ungetheerten Hanfseilen, welche über Rollen laufen, kann jeder □Zoll des Querschnitts mit 1500 Zollpfund, jeder □Centim. des Querschnitts mit 110^k belastet werden; für nasse oder getheerte Seile ist pro □Einheit nur eine Belastung von $\frac{3}{4} . 1500 = 1125$ *Ø.*, resp. von $\frac{3}{4} . 110 = 82{,}5^k$ zulässig.

Ein vergleichender Rückblick auf die für E und für t gefundenen Werthe führt schliefslich noch auf das beachtenswerthe Resultat, dafs die äufserste, noch zulässige specifische Ausdehnung $\left(\frac{\lambda}{l}\right)$ eines Stabes durch das Verhältnifs jener Werthe zu einander bestimmt ist. Wenn man nämlich in

$$E = \frac{\sigma}{\frac{\lambda}{l}}$$

für σ den Ausdruck t einführt, so ergiebt sich

$$\frac{\lambda}{l} = \frac{t}{E}.$$

So wäre beispielsweise für Schmiedeeisen

$$\frac{\lambda}{l} = \frac{700}{2000000} = \text{rot.}\ \frac{1}{3000}, \text{ oder}$$

$$\lambda = \frac{1}{3000}\, l$$

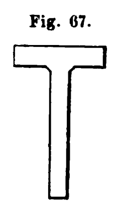
Es würde demnach die absolute Längenveränderung eines schmiedeeisernen Stabes mit der Länge l, innerhalb der zulässigen Belastung desselben, etwa $\frac{1}{3000}$ seiner ursprünglichen Länge betragen.

Ermittelung der richtigen Querschnittsform von gufseisernen Trägern.

Die richtige Querschnittsform eines Trägers im Allgemeinen wird wesentlich durch die Elasticitätsverhältnisse des Materials bedingt. Wenn daher, wie aus obiger Zusammenstellung ersichtlich, das Gufseisen gegen Zug nur die halbe Widerstandsfähigkeit äufsert, wie gegen Druck, so ist dieser Umstand schon allein mafsgebend für die vortheilhafteste Querschnittsform eines gufseisernen Trägers.

Man denke einen an beiden Enden frei aufliegenden und belasteten Balken an einer beliebigen Stelle vertikal durchgeschnitten und statt des abgeschnittenen Theiles Horizontalkräfte substituirt, oben Druck-, unten Zugkräfte. Der Gleichgewichtszustand des Balkens erfordert es nun, dafs die Summe aller, in jener Querschnittsfläche auftretenden Normalspannungen gleich Null sein mufs. Da aber jede Flächeneinheit des Querschnitts, welche eine Zugspannung erleidet, nur halb so stark gespannt werden darf, wie der andere, auf Druck in Anspruch genommene Querschnitt, so mufs demnach bei den gleich grofs vorliegenden positiven und negativen Normalspannungen die Summe aller Zugspannungen auf eine doppelt so grofse Fläche vertheilt werden. Mit Rücksicht hierauf kann man schon im Allgemeinen die Bedingung zu Grunde legen, dafs der Querschnitt der oberen Flansche zu dem der unteren Flansche sich verhalten mufs wie der Modul des Gufseisens gegen Zug zu dem desselben Materials gegen Druck, d. h. wie 1 : 2. Dies führt zunächst auf unsymmetrische Querschnittsformen, durch die jedenfalls die zweckmäfsigste Verwendung des Materials ermöglicht wird; denn bei einem gufseisernen, frei aufliegenden Träger mit symmetrischem Querschnitt zerreifsen bei eingetretener Bruchbelastung zunächst die am meisten gezogenen Fasern, während die gedrückten Fasern noch einen hinreichenden Widerstand leisten. Es ergiebt sich hieraus ganz von selbst die Schlufsfolgerung: Verminderung des Materials an der gedrückten und Vermehrung des Materials an der gezogenen Stelle des Trägerquerschnitts.

Fig. 67.



Wenn hiernach die rationelle Querschnittsform eines gufseisernen Trägers schon an sich festgestellt worden, so kann die richtige Stellung dieses Querschnitts keinem weiteren Zweifel unterliegen. Ein gufseiserner Träger von der Form und in der Stellung der Fig. 67 läfst nur eine Möglichkeit seines etwaigen Bruches zu, die nämlich, dafs bei freiem Auflager des Balkens die am meisten gezogene Faser zerrissen wird. Die Grenze der Elasticität mufs für diese Faser aus doppelten Gründen zuerst eintreten, einmal, weil sie relativ am stärksten gespannt wird, und dann, weil sie dieser gröfsten Inanspruchnahme nur die geringste Widerstandsfähigkeit entgegensetzt. Erhält der Querschnitt dagegen die umgekehrte Stellung mit nach unten gerichteter horizontaler Flansche, so liegen jetzt zwei Eventualitäten seines etwaigen Bruches vor. Da nämlich im vorliegenden Falle die geringere Zugspannung des Materials der geringeren Leistungsfähigkeit desselben gegen Zug entspricht, während die oberhalb der neutralen Achse gröfser auftretende Spannung durch den gröfseren Widerstand des Materials gegen Druck ihren Ausgleich findet, so tritt jetzt die Elasticitätsgrenze des Materials entweder in der am stärksten gezogenen, oder in der am meisten gedrückten Faser zuerst ein. Zwischen beiden Möglichkeiten liegt noch ein Uebergangsfall, der nämlich, dafs der Bruch zu gleicher Zeit in der am stärksten gezogenen und gedrückten Faser erfolgt.

Diese Eventualitat, welche als die günstigste betrachtet werden mufs, ist durch die Gleichung ausgedrückt

$$\frac{W.t'}{e} = \frac{W.t}{e'};$$

hieraus folgt

$$e:e' = t':t = 2:1.$$

Die Entfernung der neutralen Achse von der am meisten gezogenen Faser mufs also $\frac{1}{3}$ der ganzen Höhe des Querschnitts betragen. Träger, deren Querschnitt dieser Bedingung genügt, nennt man Träger von gleichem Widerstande, oder von gleicher stabiler Festigkeit. Da eine solche Querschnittsform die zweckmäfsigste Verwendung des Materials involvirt, so ist dieselbe für gufseiserne Träger stets und ausschliefslich zu wählen.

Liegt der Schwerpunkt des Trägerquerschnitts oberhalb $\frac{1}{3}$ der Höhe dieses letzteren, so erfolgt der Bruch des Trägers zuerst durch Zerreifsen der am stärksten gespannten Fasern; für das Widerstandsmoment dieses Querschnitts ist daher der Werth

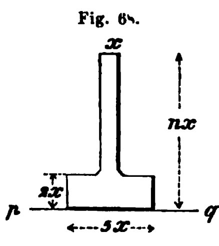
$$\frac{W}{e'}.t$$

mafsgebend. Wenn der Schwerpunkt dagegen unterhalb $\frac{1}{3}$ jener Höhe liegt, so tritt die Elasticitätsgrenze zunächst in den gedrückten Fasern ein und die Gröfse des Widerstandsmomentes berechnet sich daher nach dem Ausdruck

$$\frac{W}{e}.t'.$$

Die Ermittelung derjenigen Querschnittsdimensionen, welche dem Träger die Eigenschaft einer gleichen stabilen Festigkeit verleihen, geschieht am einfachsten mit Hülfe des Schwerpunktsmomentes seines Querschnitts, bezogen auf die durch die untere Kante desselben gedachte Achse. Man beziehe dabei sämmtliche Dimensionen auf eine variable Einheit und betrachte die Höhe des Trägers als das n-fache dieser Einheit.

Fig. 68.



So findet beispielsweise für den, in Fig. 68 dargestellten Querschnitt, bei dem die Stärke x der vertikalen Rippe als Einheit zu Grunde gelegt wird, mit Bezug auf die Achse pq die Momentengleichung statt:

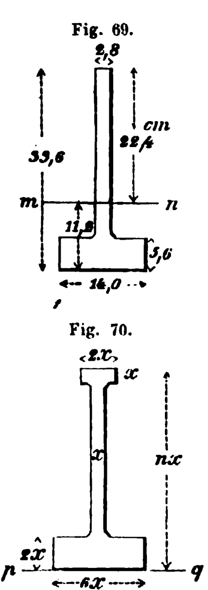
$$\left(nx^2 + 8x^2\right)\frac{1}{3}nx = \frac{n^2x^3}{2} + 8x^3.$$

Hieraus ergiebt sich

$$n = 8 \pm \sqrt{16}, \text{ also}$$
$$n_1 = 12 \text{ und}$$
$$n_2 = 4.$$

Man nehme nun für x beliebige Werthe, etwa 1^{cm}, $1{,}5^{cm}$, 2^{cm} u. s. w., und substituire dieselben, wodurch man eine ganze Reihe von Trägern erhält, die der Bedingung einer gleichen stabilen Festigkeit entsprechen.

In nebenstehendem Querschnitt, Fig. 69, sind die Querschnittsdimensionen eines solchen Trägers durch Centimeter ausgedrückt. Als Einheit dient die Stärke der Vertikalrippe, gleich 2,8 Centim.; die Höhe des Trägers beträgt das 12-fache dieser Stärke. Eine Controlle für die richtige Profilform wird dadurch gewonnen, dafs man die Schwerpunktsmomente der oberhalb und unterhalb der neutralen Achse mn befindlichen Flächentheile genau ermittelt. Die algebraische Summe derselben mufs alsdann gleich Null werden.



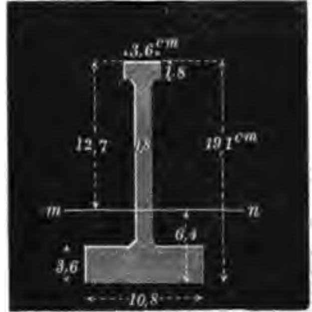
Um noch ein Beispiel für die doppelte, unsymmetrische T-Form anzuführen, diene das in Fig. 70 dargestellte Querprofil. Mit Bezug auf die Achse pq entsteht die Momentengleichung

$$nx^2 . \frac{nx}{2} + x^2\left(nx - \frac{x}{2}\right) + 10x^2 . x = \left(nx^2 + x^2 + 10x^2\right)\frac{nx}{3},$$

hieraus folgt

$$n = 8 \pm \sqrt{7}, \text{ demnach}$$
$$n_1 = 10,64 \text{ und}$$
$$n_2 = 5,36.$$

Fig. 71.



Nach den zu Grunde gelegten Profilverhältnissen jener Figur ist in Fig. 71 ein Träger von gleichem Widerstande dargestellt, wobei die zur Einheit angenommene Stärke der Vertikalrippe $1,8^{cm}$ beträgt; die Höhe des Trägers stellt sich dabei auf

$$10,64 . 1,8 = 19,1^{cm}.$$

Die Afsmann'schen Tafeln enthalten eine ganze Reihe von Trägern, deren Querschnittsdimensionen durch Zolle ausgedrückt sind und die der Bedingung einer gleichen stabilen Festigkeit entsprechen.

Eine weitere Verbesserung in der Profilform gufseiserner Träger wird noch dadurch erzielt, dafs man die Stärke der vertikalen Rippe, wie aus Fig. 72 ersichtlich, nach der unteren Flansche hin allmählig zunehmen läfst. Die obere und untere Stärke dieser Rippe ist dabei eben so grofs anzunehmen, wie die der sich hier anschliefsenden Flanschen.

Fig. 72.



Wir lassen nun noch einige Bemerkungen folgen über die

Widerstandsmomente

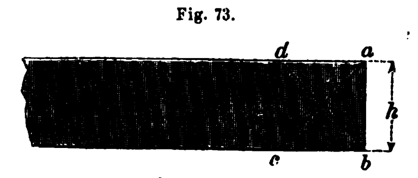
häufig vorkommender Querschnitte.

1) Das Widerstandsmoment eines rechteckigen, mit den Dimensionen b und h versehenen Querschnitts, bei welchem die specifische Spannung der Faser mit 1 bezeichnet wird, ist

$$\frac{W}{e} = \frac{\frac{1}{12} bh^3}{\frac{1}{2} h} = \frac{1}{6} bh^2.$$

Dieses Moment läfst sich auch in folgender Weise ermitteln:

Fig. 73.



Da die neutrale Achse des Trägers, wegen der symmetrischen Querschnittsform desselben, in der halben Höhe liegt, so sind die positiven und negativen Spannungen durch die beiden Dreiecke abc und abd, Fig. 73, graphisch ausgedrückt, und zwar in der Art, dafs dieselben, in einer der äufsersten Fasern mit Null beginnend, in der entgegengesetzten Faser ihr Maximum 1 erreichen. Die mittleren Werthe jener Spannungen betragen demnach $\frac{1}{2}$ und da diese in den Schwerpunkten der betreffenden Dreiecke vereinigt sind, so wirken sie mit den Hebelsarmen von resp. $\frac{2}{3} h$ und $\frac{1}{3} h$. Die für das Widerstandsmoment eines Querschnitts allgemein gültige Formel

$$\Sigma \sigma . df . y$$

ergiebt daher im vorliegenden Falle

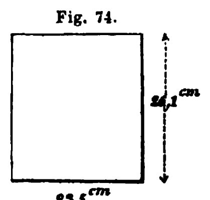
$$bh . \frac{2}{3} h . \frac{1}{2} - bh . \frac{1}{3} h . \frac{1}{2} = \frac{1}{6} bh^2.$$

Wenn nun der Kilogr.-Centim. (oder auch der Ctr.-Meter) als Belastungseinheit angenommen und dabei vorausgesetzt wird, dafs die am meisten in Anspruch genommene Faserschicht die Elasticitätsgrenze noch nicht erreicht hat, so drückt sich das Widerstandsmoment dieses Querschnitts durch

$$\frac{1}{6} bh^2 . t$$

aus.

Fig. 74.



Für einen hölzernen Balken mit den Querschnittsdimensionen 23,5 und 26,1cm, Fig. 74, wäre dasselbe

$$\frac{1}{6} . 23{,}5 . 26{,}1^2 . 70 = 2668 . 70 \text{ Kilogr.-Centim.},$$

wobei selbstverständlich die in der Gröfse des Biegungsmomentes auftretenden Längendimensionen des Balkens ebenfalls in Centimetern gegeben sein müssen.

Bezeichnen wir allgemein die durch das Decimalmafs in Centimetern auszudrückenden Querschnittsdimensionen des hölzernen Balkens mit b und h, das gröfste Moment der äufseren Kräfte mit M, so gilt die Relation

$$\frac{1}{6} bh^2 . 70 \overset{=}{>} M.$$

Ein Vergleich der beiden Momente giebt hiernach einen Mafsstab für die sichere Tragfähigkeit des Balkens. Auch kann man sich von dem Grade der etwa stattfindenden Sicherheit leicht dadurch Ueberzeugung verschaffen, dafs man die Belastung t pro □Centimeter der äufsersten Faser als unbekannt betrachtet und aus der vorliegenden Gleichung ermittelt. Der hierfür berechnete Werth darf alsdann die, auf Seite 55 aufgestellte und pro □Centimeter des betreffenden Materials

zulässige Belastung nicht überschreiten. Unter t diese Belastung pro □Centimeter verstanden, müfste sich daher für den obigen Fall die Bedingung erfüllen

$$t \overline{\overline{<}} \frac{M}{\frac{1}{6} b h^2} \overline{\overline{<}} 70^k.$$

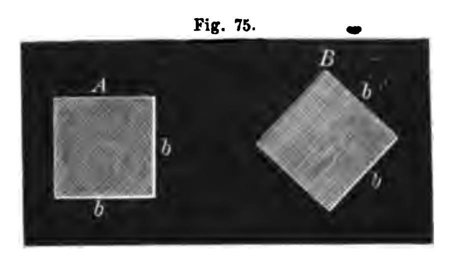
Es wäre hier noch die Bemerkung einzuschalten, dafs die Tragfähigkeiten zweier Balken unter sonst gleichen Verhältnissen sich direct wie die Widerstandsmomente ihrer Querschnitte verhalten. Bezeichnen wir daher die Dimensionen der rechteckigen Querschnitte mit b und h, resp. mit b' und h', so giebt die Relation

$$bh^2 : b'h'^2$$

das Verhältnifs der Tragfähigkeit beider Balken an.

2) Für einen quadratischen Querschnitt beträgt das Widerstandsmoment, Fig. 75, in der Stellung A,

Fig. 75.



$$\frac{1}{6} b^3,$$

und in der Stellung B

$$\frac{1}{6} \frac{b^3}{\sqrt{2}}$$

Es verhalten sich demnach die Tragfähigkeiten beider Balken, unter sonst gleichen Voraussetzungen, wie

$$\frac{1}{6} b^3 : \frac{1}{6} \frac{b^3}{\sqrt{2}} = \sqrt{2} : 1.$$

Der Balken trägt also bei einer Stellung über Eck noch nicht $\frac{3}{4}$ von derjenigen Belastung, die ihm bei gewöhnlicher Lage aufgelegt werden darf.

3) Das Widerstandsmoment eines symmetrischen, doppelt T-förmigen Querschnitts, und zugleich das aller derjenigen Querschnitte, die durch Translocation der Flanschen aus jener Form entstehen, ohne dabei ihr Trägheitsmoment zu ändern, wird durch die Formel ausgedrückt

Fig. 76.

$$\frac{W}{e} = \frac{\frac{1}{12}(bh^3 - b'h'^3)}{\frac{1}{2}h} = \frac{1}{6h}\left(bh^3 - b'h'^3\right) \qquad \text{I.}$$

Eine zweite Formel für das Widerstandsmoment dieses Querschnitts ergiebt sich unmittelbar aus dem allgemeinen Ausdruck

$$\Sigma \sigma . df . y,$$

indem man für h, vergl. Fig. 76, den Schwerpunktsabstand der beiden Flanschen einführt. Es ist alsdann

$$\frac{W}{e} = b'(h - h')h + (b - b')h . \frac{2}{3} h . \frac{1}{2} - (b - b')h . \frac{1}{3} h . \frac{1}{2}$$

$$= b'h(h - h') + \frac{1}{6} h^2 (b - b') \qquad \text{II.}$$

In dieser Formel II ist also der Werth von h um die Stärke der Flansche kleiner, als in der Formel I; die übrigen Dimensionen bleiben unverändert.

Sind die Querschnittsdimensionen in Centimetern gegeben, so ist bei einer durch Kilogramme ausgedrückten Belastung für schmiedeeiserne doppelte T-Träger nach dem ersten Ausdruck

$$\frac{W}{e} \cdot t = \frac{1}{6h}\left(bh^3 - b'h'^3\right) 700 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Bezeichnen wir das gröfste Biegungsmoment der äufseren Kräfte mit M, so müfste sich die Bedingung erfüllen

$$t = \frac{M}{\frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3)} \overline{\overline{<}} 700^k.$$

4) Das Widerstandsmoment eines vollen, kreisförmigen Querschnitts ist

$$\frac{W}{e} = \frac{1}{4}\pi r^3.$$

Demnach wird:

1) r in Zollen und die zulässige Belastung pro □Zoll in Centnern ausgedrückt,

a. für Schmiedeeisen

$$\frac{W}{e} \cdot T = \frac{1}{4}\pi r^3 \cdot 100 = 78{,}5 \cdot r^3 \text{ Ctr. Zoll}$$

b. für Gufseisen

$$\frac{W}{e} \cdot T = \frac{1}{4}\pi r^3 \cdot 35 = 27{,}48 \cdot r^3 \quad - \quad -$$

c. für Holz

$$\frac{W}{e} \cdot T = \frac{1}{4}\pi r^3 \cdot 11 = 8{,}64 \cdot r^3 \quad - \quad -$$

2) r in Centimetern und die zulässige Belastung pro □Centimeter in Kilogr. ausgedrückt,

a. für Schmiedeeisen

$$\frac{W}{e} \cdot t = \frac{1}{4}\pi r^3 \cdot 700^k = 549{,}5 \cdot r^3 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

b. für Gufseisen

$$\frac{W}{e} \cdot t = \frac{1}{4}\pi r^3 \cdot 250^k = 196{,}2 \cdot r^3 \quad - \quad -$$

c. für Holz

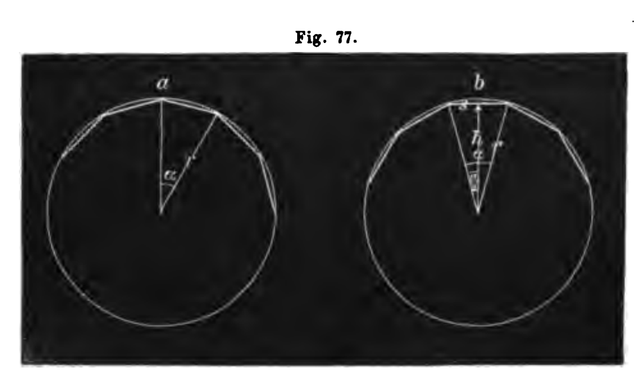
$$\frac{W}{e} \cdot t = \frac{1}{4}\pi r^3 \cdot 70^k = 54{,}9 \cdot r^3 \quad - \quad -$$

5) Das Widerstandsmoment eines hohlen kreisförmigen Querschnitts mit den bezüglichen Halbmessern r' und r'' ist

$$\frac{W}{e} = \frac{1}{4}\pi \cdot \frac{r'^4 - r''^4}{r'}.$$

6) Bei der Ermittelung des Widerstandmomentes eines regulären n-seitigen Querschnitts ist die Stellung desselben in Betracht zu ziehen. Für den Querschnitt in der Stellung a, Fig. 77, ist

Fig. 77.



$$1)\ \frac{W}{e} = \frac{1}{24} nr^3 \sin\alpha\left(2 + \cos\alpha\right) = \frac{1}{12}\frac{F}{r}\left(3h^2 + \frac{1}{4}s^2\right).$$

Dagegen ergiebt sich für denselben Querschnitt in der Stellung b, Fig. 77,

$$2)\ \frac{W}{e} = \frac{1}{24} nr^4 \frac{\sin\alpha\,(2 + \cos\alpha)}{r \cdot \cos\frac{\alpha}{2}} = \frac{1}{12} nr^3 \sin\frac{\alpha}{2}\left(2 + \cos\alpha\right)$$

$$= \frac{1}{12}\frac{F}{r \cdot \cos\frac{\alpha}{2}}\left(3h^2 + \frac{1}{4}s^2\right).$$

Demnach ist für ein reguläres 6-Eck in der ersteren Stellung

$$\frac{W}{e} = \frac{5}{16} r^3 \sqrt{3},$$

und in der anderen Stellung

$$\frac{W}{e} = \frac{5}{16}\frac{r^4\sqrt{3}}{r \cdot \cos 30^0} = \frac{5}{8} r^3.$$

Für ein reguläres 8-Eck ergiebt sich in der ersteren Stellung

$$\frac{W}{e} = \frac{1 + 2\sqrt{2}}{6} \cdot r^3,$$

und in der zweiten Stellung

$$\frac{W}{e} = \frac{1 + 2\sqrt{2}}{6 \cdot r \cos 22^0\,30'} r^4 = 0{,}6906\, r^3.$$

7) Das Widerstandsmoment eines einfach T-förmigen Querschnitts in der aufrechten Stellung A, Fig. 78, ist

$$\frac{W}{e} = \frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bhb'h'\,(h - h')^2}{12\,(bh - b'h')} \cdot \frac{2\,(bh - b'h')}{bh^2 - b'h'^2}$$

$$= \frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bhb'h'\,(h - h')^2}{6\,(bh^2 - b'h'^2)}.$$

Für einen gufseisernen Träger, dessen Querschnittsdimensionen durch Centimeter ausgedrückt werden, ist daher

$$\frac{W}{e}t = \frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bh \, . \, b'h' \, (h - h')^2}{6 \, (bh^2 - b'h'^2)} \, . \, 250 \text{ Kilogr. Centim.}$$

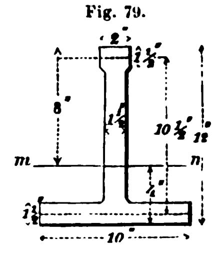
Fig. 78.

Bei der schon allgemein geringeren Tragfähigkeit von T-Trägern in dieser Stellung würde gerade bei gufseisernen Trägern die Anwendung derselben in solcher Lage doppelt verwerflich sein; und doch — *mirabile dictu* — findet sich dieser Fall bei der Alsenbrücke in Berlin, wenn auch nicht in Anwendung auf Träger, so doch auf gufseiserne Platten, die an ihrer Unterfläche mit angegossenen »Verstärkungsrippen« in geschwungener Form versehen sind. Was wird durch diese Rippen erreicht? Die neutrale Achse liegt jetzt allerdings unterhalb der halben Stärke der Platte, in Folge dessen die gezogenen Fasern eine geringere Zugspannung erleiden. Dieser Vortheil verschwindet indessen gegen den grofsen Nachtheil, in dem sich die gufseiserne Rippe selbst befindet; denn es ist augenscheinlich, dafs dieselbe bei einer Bruchbelastung zunächst und fast ausschliefslich der Gefahr des Zerreifsens ausgesetzt ist. Diese Wahrscheinlichkeit liegt sogar so nahe, dafs bei einer etwaigen Berechnung der Platten von diesen selbst abstrahirt und lediglich die Tragfähigkeit der Verstärkungsrippe in Betracht zu ziehen wäre. Noch eklatanter stellt sich der Uebelstand an derjenigen Stelle heraus, wo die Belagsplatten über die gufseisernen Brückenbogen continuirlich fortgreifen. Als ganz überflüssige Annexe, die nur das Eigengewicht der Platten vergröfsern, schaden die Rippen hier in der That mehr, als sie nützen. Hier hätte man weniger mit seinem »Pfunde« wuchern sollen! —

8) Wird der Träger in der umgekehrten Lage *B*, Fig. 78, verwendet, und ist derselbe von gleicher stabiler Festigkeit, so trägt er jetzt doppelt so viel: denn das Widerstandsmoment des Querschnitts in dieser Stellung ist:

$$\frac{W}{e}t = \frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bh\,b'h' \, (h - h')^2}{6 \, (bh^2 - b'h'^2)} \, . \, 500 \text{ Kilogr. Centim.}$$

Fig. 79.



9) Die Ermittelung des Widerstandsmomentes eines unsymmetrischen T-förmigen Querschnitts soll der bessern Uebersicht wegen in doppelter Weise, nämlich mit Berücksichtigung des Zoll- und des Metermafses geschehen.

Fig. 79 zeigt einen mit eingeschriebenen Zollen versehenen Querschnitt von gleichem Widerstande, bei dem also die neutrale Achse 4" von der am meisten gezogenen Faserschicht entfernt liegt.

Es ist das Trägheitsmoment dieses Querschnitts in Bezug auf die neutrale Achse mn

$$W = \frac{1}{3}\left\{2.512 - \frac{1}{2}(6\tfrac{1}{2})^3 + 10.64 - 8\tfrac{1}{2}.(\tfrac{5}{2})^3\right\} = 465.$$

Mithin beträgt das **Widerstandsmoment** desselben

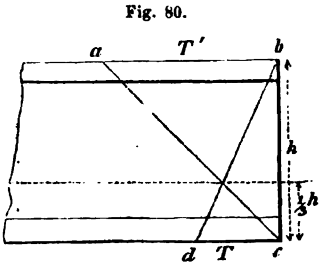
$$\frac{W}{e'}T = \frac{465}{4}.35 = 116\tfrac{1}{4}.35 \text{ Ctr.-Zoll.}$$

Um das Widerstandsmoment dieses Querschnitts nach dem allgemeinen Ausdruck

$$\Sigma\sigma.df.y$$

zu berechnen, wäre zunächst zu bemerken, dafs die Spannungen in der vertikalen Rippe des Querschnitts, und zwar in den äufsersten Faserschichten derselben, mit Null beginnen, und von hier aus stetig zunehmend, in der entgegengesetzten Trägerkante ihren Maximalwerth, d. h. den der anschliefsenden Flansche erreichen. Man kann sich daher diese Spannungen, ähnlich wie dies bereits in Fig. 73 geschehn, auf graphische Weise durch zwei Dreiecke abc und bcd, Fig. 80, versinnlichen, deren Grundlinien beziehungsweise durch die Werthe T' und T repräsentirt werden. Die **mittleren** Werthe derselben betragen demnach $\frac{T'}{2}$ und $\frac{T}{2}$, und da diese in den Schwerpunkten der betreffenden Dreiecke vereinigt sind, so wirken sie mit den Hebelsarmen von $\frac{2}{3}h$ und resp. $\frac{1}{3}h$.

Fig. 80.



Hieraus ergiebt sich nun

$$\Sigma\sigma.df.y = (2-1\tfrac{1}{2})\frac{3}{2}.70.10\tfrac{1}{2} + 12.1\tfrac{1}{2}.7\tfrac{1}{4}.35 - 12.1\tfrac{1}{2}.3\tfrac{1}{4}.\frac{35}{2}$$

$$= 35.\left(\frac{1}{2}.3.\frac{21}{2} + 12.\frac{3}{2}.\frac{29}{4} - 6.\frac{3}{2}.\frac{13}{4}\right)$$

$$= 35.117 \text{ Ctr.-Zoll.}$$

Dieses Resultat stimmt mit dem obigen fast genau überein.

Wenn man das durch Zolle gegebene Querprofil der Figur 79 durch das **Metermafs** ausdrückt, so erscheint der Querschnitt mit den in Fig. 81 eingeschriebenen Mafsen. Das Trägheitsmoment desselben ist jetzt

Fig. 81.

$$W = \frac{1}{3}(5,2.20,9^3 - 1,3.17,0^3 + 26,1.10,4^3 - 22,2.6,5^3) = 21119.$$

Es ergiebt sich daher als **Widerstandsmoment**

$$\frac{W}{e'}t = \frac{21119}{10,4}.250^k = 2030,7.250 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

10) Es wurde bereits oben bemerkt, dafs die Tragfähigkeiten zweier Balken **unter sonst gleichen Bedingungen** wie die Widerstandsmomente ihrer Querschnitte sich verhalten. Setzen wir beispielsweise zwei Balkenquerschnitte von verschiedener Form voraus, den einen **quadratisch** mit der Seitenlänge b, den anderen **kreisförmig** mit dem Halbmesser r, so verhalten sich die Tragfähigkeiten dieser Balken bei **gleich grofsem Querschnitte** wie

$$\frac{1}{6}b^3 : \frac{1}{4}\pi r^3$$

$$= 2\sqrt{\pi} : 3$$

$$= 1,18 : 1.$$

Der besseren Uebersicht wegen geben wir nun die nachstehende

Tabelle

über die Trägheitsmomente W und die Widerstandsmomente $\frac{W}{e}$ der üblichsten Querschnittsformen.

No.	Form des Querschnitts.	Trägheitsmoment W	Widerstandsmoment $\frac{W}{e}$
1.	**Rechteck.** 1) Für die, durch den Schwerpunkt gehende neutrale Achse.	$\frac{1}{12}bh^3=\frac{1}{12}fh^2$	$\frac{1}{6}bh^2$
	2) Für die durch die Grundlinie b gehende neutrale Achse.	$\frac{1}{3}bh^3=\frac{1}{3}fh^2$	$\frac{1}{3}bh^2$
2.	**Quadrat.** 1) Für die durch den Schwerpunkt gehende Achse.	$\frac{1}{12}b^4=\frac{1}{12}fb^2$	$\frac{1}{6}b^3$
	2) Für die mit einer Seite zusammenfallende neutrale Achse.	$\frac{1}{3}b^4=\frac{1}{3}fb^2$	$\frac{1}{3}b^3$
3.	**Quadrat über Eck.** Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{1}{12}b^4=\frac{1}{12}fb^2$	$0,118b^3$
4.	**Hohler quadratischer Querschnitt.** Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{A^4-a^4}{12}$	$\frac{A^4-a^4}{6A}$
5.	**Desgl. über Eck.** Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{A^4-a^4}{12}$	$\frac{A^4-a^4}{12A}.\sqrt{2}$
	T-Form, Winkel- und Z-Form.		
6.	Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{bh^3-b'h'^3}{12}$	$\frac{bh^3-b'h'^3}{6h}$

No.	Form des Querschnitts.	Trägheitsmoment W	Widerstandsmoment $\frac{W}{e}$
7.	**Rechteckiger durchbrochener Querschnitt.**		
	1) Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{1}{12} b (h^3 - h'^3)$	$\frac{b (h^3 - h'^3)}{6h}$
	2) Für die in der Grundlinie b liegende neutrale Achse.	$\frac{1}{12} b (4h^3 - h'^3 - 3h^2 h')$	$\frac{1}{6} \frac{b}{h} (4h^3 - h'^3 - 3h^2 h')$
8.	**Voller kreisförmiger Querschnitt.**		
	1) Für die durch den Mittelpunkt gehende neutrale Achse.	$\frac{1}{4} \pi r^4 = \frac{1}{16} f d^2$	$\frac{1}{4} \pi r^3 = \frac{1}{4} f r$
	2) Für die als Tangente gedachte neutrale Achse.	$\frac{5}{4} \pi r^4 = \frac{5}{16} f d^2$	$\frac{5}{8} \pi r^3 = \frac{5}{8} f r$
9.	**Hohler kreisförmiger Querschnitt.**	$\frac{1}{4} \pi (r'^4 - r''^4)$	$\frac{1}{4} \pi \frac{r'^4 - r''^4}{r'}$
	Für die neutrale Schwerpunktsachse.		
10.	**Reguläres n-Eck.**	$\frac{1}{24} n r^4 \sin \alpha (2 + \cos \alpha)$	$\frac{1}{12} n r^3 \sin \frac{\alpha}{2} (2 + \cos \alpha)$
	Für die neutrale Schwerpunktsachse.		

No.	Form des Querschnitts.	Trägheitsmoment W	Widerstandsmoment $\frac{W}{e}$
11.	Reguläres n-Eck. Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{1}{24} n r^4 \sin\alpha\,(2 + \cos\alpha)$	$\frac{1}{24} n r^3 \sin\alpha\,(2 + \cos\alpha)$
12.	Reguläres n-Eck. Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{1}{12} F(3h^2 + \frac{1}{4} s^2)$	$\frac{1}{12} \frac{F}{h}\left(3h^2 + \frac{1}{4} s^2\right)$
13.	Reguläres 6-Eck. Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{5}{16} r^4 \sqrt{3}$	$\frac{5}{8} r^3$
14.	Reguläres 8-Eck. Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{1 + 2\sqrt{2}}{6} \cdot r^4$	$0{,}6916\, r^3$
15.	T- und Winkelform. Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bhb'h'(h-h')^2}{12\,(bh - b'h')}$	$\frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bhb'h'(h-h')^2}{6\,(bh^2 - b'h'^2)}$

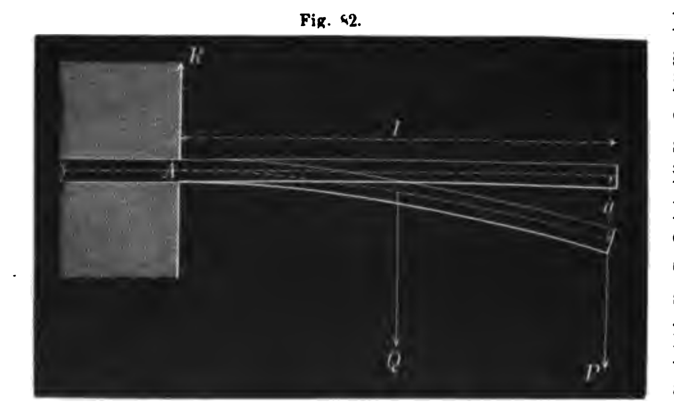
No.	Form des Querschnitts.	Trägheitsmoment W	Widerstandsmoment $\frac{W}{e}$
16.	**T- und Winkelform in umgekehrter Stellung.** Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{(bh^2-b'h'^2)^2-4bh\,b'h'(h-h')^2}{12\,(bh-b'h')}$	$\frac{(bh^2-b'h'^2)^2-1bh\,b'h'(h-h')^2}{6(bh^2+b'h'^2-2b'hh')}$
17.	**Kreuz- und liegende T-Form.** Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{1}{12}(bh^3+b'h'^3)$	$\frac{1}{6h}(bh^3+b'h'^3)$
18.	**Symmetrische T-Form mit durchbrochener Vertikalrippe.** Für die neutrale Schwerpunktsachse.	$\frac{1}{12}\left\{bh^3-b'h'^3-(b-b')h''^3\right\}$	$\frac{1}{6h}\left\{bh^3-b'h'^3-(b-b')h''^3\right\}$
19.	**Stützenform.** (Vergl. Fig. 60.)	$\frac{1}{12}\left\{2b'b^3+(a'-a'')b''^3\right\}$	$\frac{1}{6b}\left\{2b'b^3+(a'-a'')b''^3\right\}$
20.	**Stützenform.** (Vergl. Fig. 61.)	$\frac{1}{12}\left\{b^4-3\pi r^4+(a'-a'')b'^3+b'b^3\right\}$	$\frac{1}{6b}\left\{b^4-3\pi r^4+(a'-a'')b'^3+b'b^3\right\}$
21.	**Andere Stützenform.** (Vergl. Fig. 63.)	$\frac{1}{12}\left\{3\pi(r'^4-r''^4)+b''h'^3+b'''(h^3-8r'^3)\right\}$	$\frac{1}{6h}\left\{3\pi(r'^4-r''^4)+b''h'^3+b'''(h^3-8r'^3)\right\}$

Nachdem wir uns in Vorstehendem mit der Aufstellung des Widerstandsmomentes der üblichsten Querschnittsformen beschäftigt haben, gehen wir nun zum zweiten Theile unserer Betrachtung über und ermitteln nach Mafsgabe der verschieden vorliegenden Bedingungen das Moment der äufseren Kräfte, d. h. die Gröfse des Biegungsmomentes. Wie bereits einleitend bemerkt worden, ist dasselbe hauptsächlich von der Anzahl und der verschiedenen Lage der Angriffspunkte jener Kräfte, sowie von der Art und Weise abhängig, wie der Balken unterstützt ist. Mit Rücksicht hierauf unterscheiden wir folgende Fälle:

I.

Der Balken ist an einem Ende fest eingeklemmt und tritt am anderen Ende in der Länge l, Fig. 82, frei aus der Mauer heraus. Am äufsersten Ende der Balkens wirkt die Einzellast P, und gleichmäfsig vertheilt in der ganzen Länge desselben die Belastung Q; die letztere ist daher im Schwerpunkte vereinigt zu denken. Die Form der elastischen Linie, sowie die Gröfse der mit a bezeichneten Durchbiegung geht aus Fig. 82 hervor.

Fig. 82.



Nach statischen Principien treten für den Gleichgewichtszustand des Balkens die durch nachfolgende 3 Gleichungen ausgedrückten Bedingungen ein:

$$1)\ \Sigma(V) = 0$$
$$2)\ \Sigma(H) = 0$$
$$3)\ \Sigma(M) = 0$$

Da nach Gleichung 1) die algebraische Summe aller auf ein beliebiges Balkenstück einwirkenden Vertikalkräfte gleich Null ist, so ergiebt sich hieraus

$$R = P + Q,$$

unter R den im Stützpunkte A auftretenden Druck, oder die entgegen gesetzt gerichtete Gegenkraft, die Reaktion, verstanden.

Die Gleichung 2) drückt ferner die Bedingung aus, dafs in jedem Balkenschnitt die Summe aller horizontalen inneren Druckkräfte gleich der der horizontalen inneren Zugkräfte sein mufs.

Unter Hinweis auf Gleichung 3) wird endlich für jeden Schnitt des Balkens die algebraische Summe der Momente aller in dieser Strecke auftretenden Kräfte — und zwar für einen beliebigen Drehpunkt in der Kraftebene — gleich Null sein. Hierbei tritt das Moment der äufseren Kräfte (M_x für den Schnitt im Abstande x vom festen Stützpunkte) rechts drehend und das Moment der inneren Kräfte $\left(\frac{W}{e}t\right)$ links drehend auf. Die Gröfse des ersteren Moments ist aber in

jedem Querschnitte, wie leicht ersichtlich, verschieden; im Stützpunkte A erreicht dasselbe ein Maximum, weil hier die Hebelsarme der äufseren Kräfte am gröfsten werden. An dieser Stelle liegt daher die Bruchstelle des Balkens, oder der »gefährliche Querschnitt«, eine Bezeichnungsweise, wie sie zuerst von Poncelet eingeführt wurde. Der Gröfse des hier auftretenden Momentes mufs das Widerstandsmoment des Balkenquerschnitts entsprechen.

Unter M das gröfste Biegungsmoment verstanden, ist

$$1)\quad M=\left(P+\frac{1}{2}Q\right)l.$$

Dieses Moment wird gewöhnlich in Ctr.-Met., oder in Kilogr.-Centim. ausgedrückt.

Fehlt die gleichmäfsig vertheilte Belastung Q — vom Eigengewicht des Balkens wird dann ebenfalls abstrahirt, — und ist nur eine Einzellast P vorhanden, so wird

$$2)\quad M=Pl.$$

Ist dagegen $P=0$, und tritt nur eine gleichmäfsige Belastung auf, so entsteht

$$3)\quad M=\frac{1}{2}Ql.$$

Das Moment ist also in diesem Falle nur halb so grofs, wie dasjenige, welches die Einzellast P hervorruft. Wird der Balken noch an verschiedenen andern Stellen durch Einzelkräfte belastet, so giebt die Summe ihrer Momente das gröfste im Querschnitt A auftretende Biegungsmoment.

Wenn es sich um die sichere Tragfähigkeit des Balkens, d. h. um diejenige Belastung handelt, welche ihm mit Sicherheit und auf die Dauer aufgelegt werden darf, so findet sich bei der unter 2) zu Grunde gelegten Bedingung

$$Pl=\frac{W}{e}\cdot t,\text{ also}$$

$$P=\frac{W}{e}\cdot\frac{t}{l}.$$

Die Dimensionen des Balkens sind dabei in Centimetern und der Modul t in Uebereinstimmung mit den äufseren Kräften durch Ctr. oder durch Kilogr. auszudrücken.

Unter der Bedingung, welche dem Falle 3) zu Grunde liegt, ergiebt sich, wie leicht ersichtlich, eine doppelt so grofse, gleichmäfsig vertheilte Belastung Q.

Sollte in der letzten Gleichung etwa P, ebenso wie auch der Querschnitt und die Länge des Balkens gegeben sein, so ermittele man vergleichsweise

$$t=P\frac{e}{W}\cdot l$$

und sehe zu, ob und in wie weit der hierfür gefundene Werth die pro □Centim. zulässige Belastung des Materials überschreitet.

Wenn man statt des Sicherheitscoefficienten t den Werth für den Festigkeitscoefficienten k einführt, so ergiebt sich dadurch die nach der verschiedenen Belastungsweise des Balkens verschiedene Bruchbelastung desselben.

II.

Der Balken ruht an beiden Enden frei auf. In seiner ganzen frei liegenden Länge l wird er durch eine gleichmäfsig vertheilte Belastung Q, und im Punkte C, Fig. 83, in der Entfernung b vom Stützpunkte A und in der Entfernung $c = l - b$ vom Stützpunkte B durch eine Einzelkraft P belastet.

Fig. 83.

Es ist hierbei zunächst zu bemerken, dafs als freitragende Länge des Balkens nicht das lichte Mafs zwischen den beiden Stützpunkten, sondern die Entfernung zwischen den Auflagermitten betrachtet werden mufs; in diesen Punkten hat man die resultirende Vertikalkraft aller verschiedenen Auflagerdrücke, d. h. die Kräfte R und S als wirksam zu denken. Die letzteren Kräfte bezeichnen die »Reaktionen« der Stützpunkte, hervorgerufen durch die angreifenden Kräfte P und Q; während diese letzteren stets »aktiv« auftreten, leistet der Balken in jedem seiner Querschnitte einen »passiven Widerstand«, wobei sämmtliche Fasern in der neutralen Faserschicht sich »neutral« verhalten.

Das statische Gesetz, nach dem im Zustande des Gleichgewichts

$$\Sigma(V) = 0$$

sein mufs, ergiebt für den vorliegenden Fall

$$R + S = P + Q.$$

Da ferner auch

$$\Sigma(M) = 0,$$

so wähle man, behufs Ermittelung der Werthe von R und S, die Punkte B und A zu Momentenpunkten und erhält dann

$$1)\ R = \frac{Q}{2} + P\frac{c}{l}$$

$$2)\ S = \frac{Q}{2} + P\frac{b}{l}.$$

Ferner ist das Biegungsmoment in dem gefährlichen Querschnitt, unter der Voraussetzung, dafs $b < c$,

$$a)\ M = \left(P\frac{b}{l} + \frac{Q}{2}\right)^2 \frac{l}{2Q},\ \text{wenn}\ \frac{P}{Q} < \frac{c-b}{2b},\ \text{und}$$

$$b)\ M = \left(P + \frac{Q}{2}\right)\frac{bc}{l},\ \text{wenn}\ \frac{P}{Q} \gtreqless \frac{c-b}{2b}.$$

Im ersteren Falle liegt die Bruchstelle zwischen den Punkten O und C, und zwar in einer Entfernung von

$$y = \frac{P}{Q} \cdot b + \frac{l}{2}$$

vom Stützpunkte B, an welcher Stelle das Biegungsmoment sein absolutes Maximum erreicht; im zweiten Falle liegt die Bruchstelle im Punkte C. Hier ist dann nur ein relatives Maximum vorhanden.

Ist $Q = 0$, und darf auch das Eigengewicht des Trägers gegen die Gröfse der Kraft P vernachlässigt werden, so giebt, weil

$$\frac{P}{Q} = \infty, \text{ also } > \frac{c-b}{2b},$$

die zweite der oben für M aufgestellten Formeln

$$M = P\frac{bc}{l}.$$

Liegt dabei der Angriffspunkt der Kraft P in der Mitte des Balkens, so geht dieses Moment in

$$\frac{Pl}{4}$$

über. In den beiden letzten Fällen liegt der gefährliche Querschnitt stets im Angriffspunkte der Einzelkraft P.

Ist ferner die gleichmäfsig vertheilte Belastung Q nicht gleich Null, und behält dabei die Kraft P ihren Angriffspunkt in der Mitte bei, so gilt für das Moment M, da

$$\frac{P}{Q} > \frac{c-c}{2c}, \text{ d. h.} > 0,$$

ebenfalls die zweite der obigen Formeln, nämlich:

$$M = \left(P + \frac{Q}{2}\right)\frac{l}{4}.$$

Wird endlich in diesem Falle $P = 0$, so ergiebt sich für die Mitte des Trägers ein gröfstes Moment von

$$M = \frac{Ql}{8} = \frac{1}{8}ql^2,$$

unter q die pro Längeneinheit des Trägers gleichmäfsig vertheilte Belastung verstanden.

Ein Vergleich der unter I. aufgestellten Formeln mit den Resultaten, welche unter II. gefunden, läfst leicht beurtheilen, in welchem Grade die Tragfähigkeit des Balkens unter sonst gleichen Verhältnissen zugenommen hat.

Unabhängig von der unter b) aufgestellten allgemeinen Formel für das Moment M, kann man das Biegungsmoment der in der Mitte des Balkens wirkenden Einzellast P, ebenso wie das der gleichmäfsig vertheilten Belastung Q, auch auf folgende Weise berechnen:

Rückt die Last P in die Mitte des Balkens, so wird

$$R = S = \frac{P+Q}{2}.$$

Demnach ist jetzt für den mittleren Querschnitt

$$M = \frac{P+Q}{2} \cdot \frac{l}{2} - \frac{Q}{2} \cdot \frac{l}{4} = \left(P + \frac{Q}{2}\right)\frac{l}{4}.$$

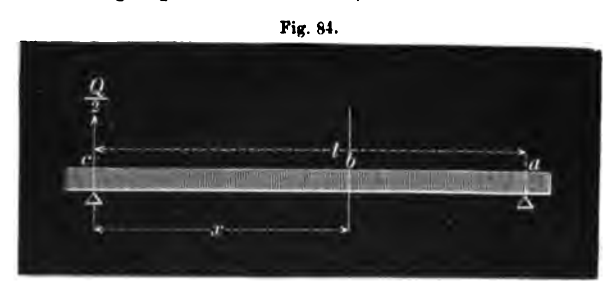
Hieraus ergeben sich dann, wenn man zuerst Q und dann $P = 0$ setzt, die bereits oben gefundenen Momente für den mittleren Querschnitt:

$\frac{Pl}{4}$ bei einer Einzelbelastung P, in der Mitte des Balkens wirkend, und

$\frac{Ql}{8}$ bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung Q.

Oder man stelle endlich für einen beliebigen Schnitt x eines mit Q gleichmäfsig belasteten Balkens ac, Fig. 84, die Gröfse des Biegungsmoments auf, indem man, auf den Fall I (Balken mit einem Stützpunkte) zurückgehend, das Balkenstück ab als fest eingespannt betrachtet; als dann ist:

Fig. 84.



$$M_x = \frac{Q}{2}x - \frac{Q}{l}\frac{x^2}{2};$$

für $x = \frac{1}{2}l$ ergiebt sich dann wieder

$$M = \frac{Ql}{8} = \frac{1}{8}ql^2.$$

Wenn demnach ein gufseiserner Träger in seiner Mitte mit P Kilogr. belastet wird, so erfordert diese Last ein geometrisches Widerstandsmoment des Querschnitts von

$$\frac{W}{e'} = \frac{Pl}{4 \,.\, t} = \frac{Pl}{1000},$$

unter t den Werth 250^k verstanden, d. h. die pro □Centimeter des Querschnitts zulässige Belastung des Gufseisens gegen Zugspannung. Die Dimensionen des Trägers sind hierbei in Centimetern auszudrücken.

Eine gleichmäfsig vertheilte Belastung Q bedingt nur ein halb so grofses Widerstandsmoment des Querschnitts. Es ist daher, wenn wieder Centim. und Kilogr. der Rechnung zu Grunde liegen,

$$\frac{W}{e'} = \frac{Ql}{8 \,.\, t} = \frac{Ql}{2000}.$$

Was die Gröfse der Durchbiegung a anbetrifft, so beträgt diese

1) wenn der Balken nur in seiner Mitte mit P belastet wird,

$$a = \frac{P l^3}{48 \, W . E}.$$

2) wenn der Balken in seiner ganzen Länge mit Q gleichmäfsig belastet ist,

$$a = \frac{5}{8} \frac{Q l^3}{48 \, W . E}$$

Es wäre nun zunächst eine kurze Betrachtung darüber einzuschalten, wie sich in dem Falle, dafs mehrere Kräfte auf den Balken einwirken, die Lage des gefährlichen Querschnitts ermitteln läfst, damit man hiernach in den Stand gesetzt werde, das an dieser Stelle auftretende gröfste Biegungsmoment, und hiernach den erforderlichen Balkenquerschnitt zu berechnen.

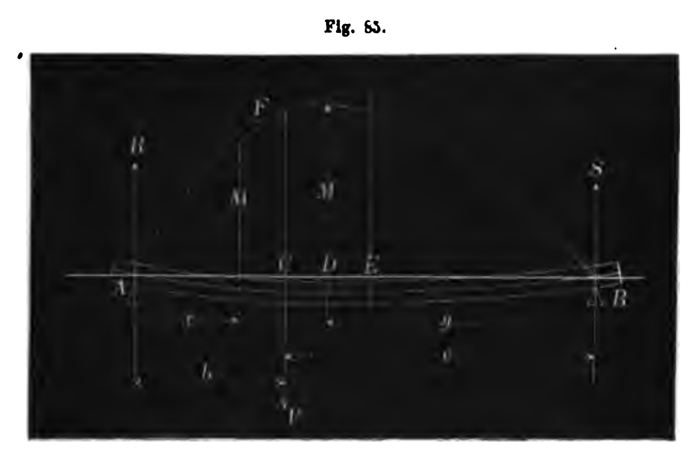
Die Bruchstelle oder der gefährliche Querschnitt liegt jedenfalls an derjenigen Stelle, wo M am gröfsten, oder da

$$M = \frac{WE}{\varrho},$$

wo der Krümmungshalbmesser ϱ der elastischen Linie am kleinsten ist.

Man denke einen an beiden Enden frei aufliegenden Balken, der in irgend einem Punkte C, Fig. 85, die Einzellast P und aufserdem noch die, in seiner ganzen Länge gleichmäfsig vertheilte Belastung Q trägt. Ermittelt man nun die Gröfse des Biegungsmomentes M für alle Querschnitte des Trägers zwischen seinen Stützpunkten A und B, und drückt man in jedem Punkte das Moment bildlich durch eine Ordinate aus, so wird der Verlauf der Gröfse des Momentes von A bis C graphisch durch die Curve zweiten Grades AF, und von B bis C durch die Curve zweiten Grades BF versinnlicht; beide haben bekanntlich die Parabelform. Während in den Stützpunkten A und B die Momente gleich Null sind, nimmt die Gröfse derselben nach der Mitte des Trägers successive zu, so dafs also diejenige Stelle, welche dem etwaigen Culminationspunkte der Curve entspricht, die Lage des gefährlichen Querschnitts bezeichnet. An dieser Stelle, wo sich zugleich eine Tangente, parallel zur x-Achse, an die Kurve construiren läfst, befindet sich das absolute Maximum des Biegungsmomentes; wie aus Fig. 85 ersichtlich, ist dies im Punkte D der Fall. Die über den Durchschnittspunkt F hinaus, in den punktirt angedeuteten Zweigen sich fortsetzen-Kurven haben hier keine positive Bedeutung mehr, weil die betreffenden Ordinaten jetzt nicht mehr als wirkliche Repräsentanten der Biegungsmomente betrachtet werden können. Aus diesem Grunde kommt die im Punkte E befindliche, dem punktirten Zweige zugehörige gröfste Ordinate nicht zur Geltung.

Fig. 85.



Um also im vorliegenden Falle die Lage des gefährlichen Querschnitts zu bestimmen, hätte man zunächst zu untersuchen, ob für einen beliebigen Schnitt x das Moment M_x der äufseren Kräfte zwischen A und C, nämlich

$$M_x = R_x - \frac{Q}{l} \cdot \frac{x^2}{2},$$

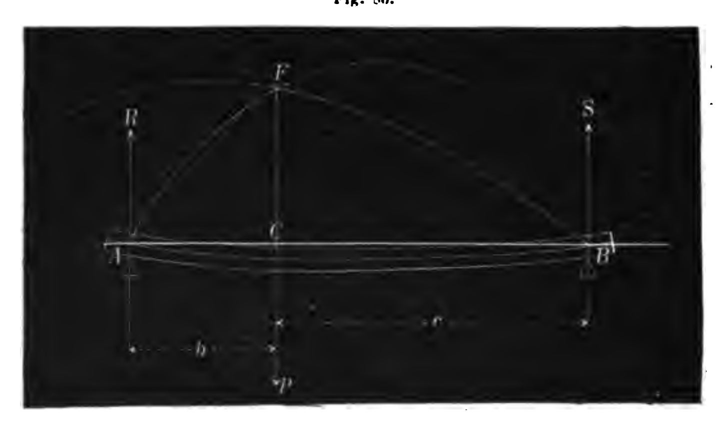
oder aber, ob für einen anderen Schnitt y zwischen B und C das Moment M_y, nämlich

$$M_y = S_y - \frac{Q}{l} \cdot \frac{y^2}{2}$$

ein Maximum erreicht. Das letztere tritt beispielsweise in dem Falle ein, dafs die erste der, unter II. für M berechneten Formeln zur Anwendung kommt. Findet sich das absolute Maximum des Momentes weder zwischen A und C, noch zwischen B und C, so liegt die Bruchstelle in demjenigen Balkenquerschnitt, welcher dem Durchnittspunkt beider Curven correspondirt, d. h. in C. In solchem Falle ist dann nur ein relatives Maximum des Biegungsmomentes vorhanden, insofern für jenen Durchschnittspunkt, dem die gröfste Ordinate angehört, keine Tangente parallel zur Abscissenachse möglich ist. Diese Eventualität, welche Fig. 86 veran-



Fig. 86.



schaulicht, tritt unter der Bedingung ein, dafs die letztere, in II. aufgestellte und mit b) bezeichnete Formel für M zur Berechnung kommt; auch dann, wenn die Einzellast P in der Mitte des Balkens ihren Angriffspunkt hat, ist nur ein relatives Maximum des Biegungsmomentes vorhanden.

Da das Moment M, wie aus obigen beiden Gleichungen ersichtlich, eine Funktion von x oder y ist, so geschieht die Ermittelung desjenigen Werthes von x, event. von y, für den jene Momente am gröfsten werden, bekanntlich dadurch, dafs man das Differenzial der letzeren gleich Null setzt und die Unbekannten x resp. y aus der dadurch entstehenden Gleichung berechnet. Dieser, dem Maximum des Moments entsprechende Werth von x, insofern $x < b$, oder der von y, insofern $y < c$ ist, giebt die Lage des Bruchquerschnitts. Findet man jedoch einen Werth von x, der gröfser ist als b, etwa $x = AE$, oder einen Werth von y, der gröfser als c ist, so gehört dieses Maximum dem punktirten Zweige der Curve an und hat, wie bereits bemerkt, keine Bedeutung.

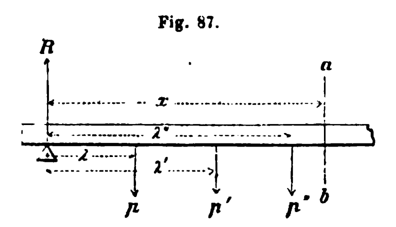
Es giebt indessen, ohne in die Nothwendigkeit des Differenzirens versetzt zu werden, ein weit einfacheres Mittel, um die Lage des gefährlichen Querschnitts zu bestimmen. Da nämlich für einen beliebigen Querschnitt, der in der Entfernung x von dem einen Stützpunkte des Balkens liegt, das Differenzial der Biegungsmomente stets der Summe aller auf diese Balkenstrecke einwirkenden Vertikalkräfte gleich ist, — der Auflagerdruck dabei negativ aufgefafst —, so wäre nur zu untersuchen, ob und an welcher Stelle die algebraische Summe jener Vertikalkräfte den Nullwerth erreicht. Liegt demnach etwa ein bestimmtes Zahlenbeispiel vor, so ermittele man, von einem Stützpunkte allmählig fortschreitend, die algebraische Summe dieser Kräfte bis zu demjenigen Punkte, wo mit Berücksichtigung des Eigengewichts des Balkens sich das Vorzeichen jener Summe ändert.

Derjenige Querschnitt, in welchem dieser Fall eintritt, bezeichnet die Lage der Bruchstelle.

Dafs, wie eben erwähnt, für eine beliebige Strecke das Differenzial aller Biegungsmomente der in diesem Theile des Balkens auftretenden Vertikalkraft gleich ist, läfst sich ganz allgemein in folgender Art erweisen:

Die Reaktion eines, an beiden Enden frei aufliegenden Balkens sei im linken Stützpunkte gleich R. In den Entfernungen λ, λ', λ'' u. s. w., vergl. Fig. 87, sei der Balken durch die Einzelgewichte p, p', p'' u. s. w. belastet; die gleichmäfsig vertheilte Belastung betrage pro Längeneinheit q; alsdann ergiebt sich für den Schnitt ab, im Abstande x vom linken Stützpunkte,

Fig. 87.



$$M = Rx - p(x - \lambda) - p'(x - \lambda') - p''(x - \lambda'') - \frac{1}{2} qx^2$$
$$= (R - p - p' - p'')\, x - \frac{1}{2} qx^2 + p\lambda + p'\lambda' + p''\lambda''.$$

Demnach ist:

$$\frac{dM}{dx} = R - p - p' - p'' - qx,$$

und da der rechts stehende Ausdruck die Vertikalkraft V für den Schnitt x bezeichnet, so ergiebt sich hieraus die Relation

$$\frac{dM}{dx} = V, \text{ und}$$

$$M = \int V \,.\, dx.$$

Es ist demnach ohne Weiteres einleuchtend, dafs bei einem frei aufliegenden Balken, der in seiner ganzen Länge l nur die gleichmäfsig vertheilte Belastung Q trägt, das absolute Maximum des Biegungsmomentes, oder die Bruchstelle in der Mitte seiner freien Länge liegt; denn für diesen Querschnitt ist die Vertikalkraft

$$V = \frac{Q}{2} - \frac{Q}{2} = 0.$$

Durch Differenziren des Momentes gelangt man zu demselben Resultat; für einen beliebigen Schnitt, in der Entfernung x von dem einen Stützpunkte, ist nämlich;

$$M = \frac{Q}{2} x - \frac{Q}{l} \,.\, \frac{x^2}{2}, \text{ also}$$

$$\frac{dM}{dx} = \frac{Q}{2} - \frac{Q}{l} \,.\, x$$

Aus

$$\frac{Q}{2} - \frac{Q}{l} \,.\, x = 0$$

ergiebt sich aber

$$x = \frac{1}{2} l.$$

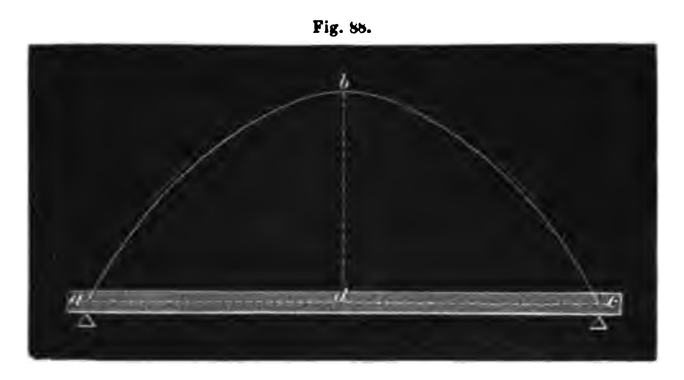
Das an dieser Stelle auftretende absolute Maximum des Biegungsmomentes bedingt aber weiter, dafs die Kurve, deren Ordinatenhöhen für jede Abscisse x sich fortschreitend aus dem Ausdruck

$$\frac{Q}{2}x - \frac{Q}{l} \cdot \frac{x^2}{2}$$

berechnen lafsen, in der Mitte des Balkens ihren Scheitelpunkt hat, in welchem zugleich die Tangente parallel zur x-Achse ist. Da jene Kurve aber die Form einer Parabel hat, so wäre nur nöthig, für diesen Schnitt des Balkens die Höhe bd, Fig. 88, nach dem allgemeinen Ausdruck

$$\frac{Ql}{8}$$

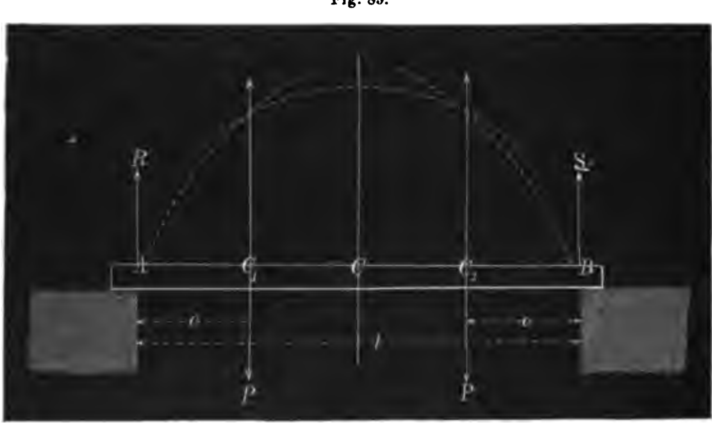
Fig. 88.



zu ermitteln und durch die Punkte a, b und c einen Parabelzweig zu legen.

Um noch ein anderes Beispiel anzuführen, denken wir einen Balken, der in der Länge l zwischen seinen Endauflagern frei liegt. Aufser der gleichmäfsig vertheilten Belastung Q wirken auf denselben noch zwei gleich grofse Einzelkräfte P in den Punkten C_1 und C_2, Fig. 89, und zwar in gleichen Abständen c von je einem Stützpunkte.

Fig. 89.



Der gefährliche Querschnitt, und zugleich das absolute Maxmium des Biegungsmomentes, liegt auch hier in der Mitte des Balkens im Punkte C; denn für diesen Querschnitt ist:

$$V = R - P - \frac{Q}{2} = 0.$$

Oder man ermittele das Biegungsmoment für einen beliebigen, zwischen den Punkten C_1 und C_2 in der Entfernung x vom Stützpunkte A liegenden Querschnitt

$$M_x = \left(P + \frac{Q}{2}\right) x - P(x - c) - \frac{Q}{l} \cdot \frac{x^2}{2}.$$

$$= \frac{Q}{2} x + Pc - \frac{Q}{l} \cdot \frac{x^2}{2}.$$

Hieraus

$$\frac{dM}{dx} = \frac{Q}{2} - \frac{Q}{l} x = 0,$$

daher

$$x = \frac{1}{2} l.$$

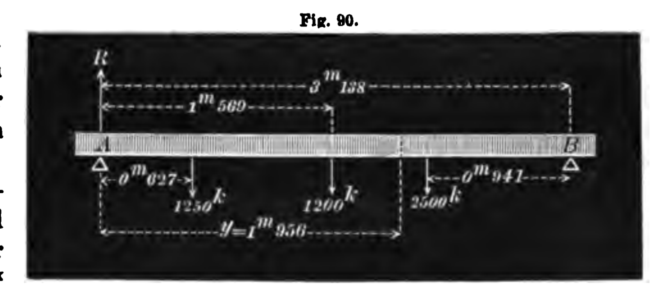
Besteht die gleichmäfsig vertheilte Belastung Q nur aus dem Eigengewicht des Balkens und kann dieses ohne Nachtheil aufser Acht gelassen werden, so existiren zwischen den Punkten C_1 und C_2 unendlich viele gefährliche Querschnitte; in jedem derselben tritt theoretisch das gröfste Biegungsmoment auf, und die Lage der Bruchstelle ist daher unbestimmt.

Bei der Untersuchung, für welchen Werth von x die in dieser Strecke wirksame Vertikalkraft gleich Null wird, gelangt man häufig zu dem Resultat, dafs diese Bedingung für keinen Querschnitt des Balkens zutrifft; hiermit ist dann vollgültig erwiesen, dafs bei dem vorliegenden Belastungszustande ein absolutes Maximum des Biegungsmoments überhaupt nicht existirt, insofern sich keine Momenten-Kurve zeichnen läfst, die zwischen zwei angreifenden äufseren Kräften ihren Culminationspunkt erreicht. In solchem Falle ist für die Berechnung der Tragfähigkeit des Balkens das relative Maximum des Biegungsmomentes mafsgebend und dies liegt stets im Angriffspunkte einer äufseren Kraft.

Nach diesen Erklärungen soll nun noch an einem Zahlenbeispiel die Lage der Bruchstelle bei einem, an beiden Enden frei aufliegenden Balken nachgewiesen werden.

Der Balken AB, Fig. 90, liege zwischen seinen Stützpunkten in einer Länge von 3^m138 frei; in einem Abstande von 0^m627 vom linken Stützpunkte werde er mit 1250^k, in einem Abstande von 0^m941 vom rechten Stützpunkte mit 2500^k und in der Mitte seiner freien Länge mit 1200^k belastet. Das Eigengewicht des Trägers betrage pro laufenden Meter 62^k; es ist also das ganze Gewicht desselben gleich 194^k56.

Fig. 90.



Hiernach ergiebt sich die Reaktion des linken Stützpunktes

$$R = 97^k28 + 600^k + \frac{2500^k \cdot 0,941 + 1250^k \cdot 2,511}{3,138}$$

$$= 2446^k28.$$

Es ist hieraus sofort zu ersehen, dafs ein absolutes Maximum des Biegungsmomentes nicht vorhanden ist, weil für keinen Querschnitt des Trägers die Summe aller Vertikalkräfte gleich Null wird. Das relative Maximum liegt im Angriffspunkte der 1200^k, also in der Mitte des Balkens. Um jedoch in diesem Falle zu einem absoluten Maximum zu gelangen, reduciren wir die in der Mitte des Balkens angreifende Kraft von 1200^k auf 950^k; hierdurch verringert sich auch die oben berechnete Reaktion, und es wird jetzt

$$R' = 2321^k28.$$

Bezeichnen wir nun die Entfernung desjenigen Querschnitts, in welchem die Summe aller Vertikalkräfte gleich Null wird, vom linken Stützpunkte mit y, so wäre

$$2321^k28 - 1250^k - 950^k - 62^k \,.\, y = 0,$$

hieraus

$$y = 1^m956.$$

Die Bruchstelle liegt also zwischen den angreifenden Kräften 950^k und 2500^k, und zwar der letzteren Kraft näher, als der ersteren. Das an dieser Stelle auftretende absolut gröfste Biegungsmoment ist für die Gröfse des Trägerquerschnitts mafsgebend; es beträgt aber dieses Moment, die Hebelsarme der Kräfte durch Centimeter ausgedrückt:

$$M_{y=195,6} = 2321^k28 \,.\, 195,6 - 1250^k \,.\, 132,9 - 950^k \,.\, 38,7 - \frac{62^k \,.\, 1,956 \,.\, 195,6}{2}$$
$$= 239292 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Dasselbe erfordert für einen gufseisernen Träger von gleicher stabiler Festigkeit ein Widerstandsmoment des Querschnitts von

$$\frac{W}{e'} = \frac{239292}{250} = 957,1.$$

Das für die Bruchstelle auftretende gröfste Moment läfst sich auch dadurch ermitteln, dafs man die 3 Kräfte 1250^k, 950^k und $62^k \,.\, 1,956$ zu einer Mittelkraft vereinigt, deren Angriffspunkt, im Abstande z vom linken Stützpunkte, sich aus der Gleichung ergiebt:

$$2321,28\, z = 1250 \,.\, 0,627 + 950 \,.\, 1,569 + 62 \,.\, \frac{1,956^2}{2}$$
$$z = 1,0309.$$

Hiernach ist nun das Moment für die Bruchstelle gleich dem Moment des vertikalen Kräftepaares

$$2321^k28 \,.\, 103,09 = 239300,7 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Die vorstehend, auf dem Wege der Rechnung gewonnenen Resultate lassen hinsichtlich ihrer Richtigkeit sich auf graphostatische Weise kontrolliren, wozu die nachfolgenden Andeutungen einigen Anhalt geben mögen.

Wir legen zu diesem Zweck das in Fig. 90 dargestellte Beispiel zu Grunde, abstrahiren jedoch der Einfachheit wegen von der pro Längeneinheit gegebenen gleichmäfsig vertheilten Belastung q (62^k) und nehmen den Balken nur durch Ein-

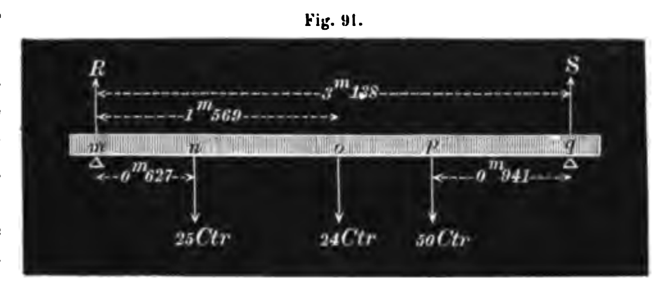
zelkräfte belastet an; die letzteren mögen dieselbe, auf Ctr. reducirte Gröfse wie in Fig. 90 haben. Demnach stellt Fig. 91 den Belastungszustand dieses Trägers dar, und es findet sich:

$$R = 12 + \frac{50 \,.\, 0{,}941 + 25 \,.\, 2{,}511}{3{,}138} = 47{,}0 \text{ Ctr.}$$

$$S = 99 - 47 = 52 \text{ Ctr.}$$

Es ist, wie leicht ersichtlich, an keiner Stelle des Trägers ein absolutes Maximum des Biegungsmomentes vorhanden; das relative Maximum liegt im Angriffspunkte der 24 Ctr., d. h. in der Mitte des Balkens, und beträgt:

Fig. 91.



$$M_{1{,}569} = 47 \,.\, 1{,}569 - 25 \,.\, 0{,}942$$
$$= 50{,}19 \text{ Ctr.-Meter.}$$

Hiernach wäre nun auf graphostatische Weise festzustellen:

1) Die Richtigkeit der für R und S gefundenen Zahlenwerthe.

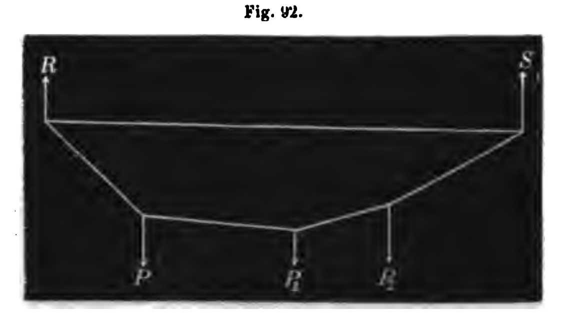
2) Die Gröfse der zwischen den Einzelbelastungen auf den Balken einwirkenden Vertikalkräfte.

3) Die Gröfse des an der Bruchstelle, oder in irgend einem andern Querschnitt auftretenden Angriffsmomentes.

ad 1.

Man denke, Fig. 92, ein System von Punkten, und diese durch gerade feste Linien unter einander verbunden. In den einzelnen Knotenpunkten mögen die Kräfte P, P_1 und P_2 vertikal abwärts wirken, während die aufwärts gerichteten Gegenkräfte R und S jenen das Gleichgewicht halten. Für den Zustand des Gleichgewichts werden sich in allen Knotenpunkten die hier angreifenden äufseren Kräfte mit den in den angrenzenden Linien hervorgerufenen inneren Spannungen zu einem Parallelogramm der Kräfte vereinigen lassen, wobei die ersteren Kräfte ihrer Gröfse und Richtung nach bekannt sind; da ferner auch die Richtung der Seitenkräfte als gegeben vorausgesetzt werden darf, so sind hiernach sämmtliche Kräfte vollkommen bestimmt. Der Umstand, dafs die Belastungen P, P_1 ... vertikal wirken und dafs die in den einzelnen Angriffspunkten auf einander folgenden Kräfte-Parallelogramme stets eine Seite gemeinschaftlich haben, trägt nicht unwesentlich zur Vereinfachung der Construction bei und giebt Veranlassung, statt jener Kräfte-Parallelogramme, unmittelbar an einander schliefsende Kräfte-Dreiecke

Fig. 92.



zu zeichnen. Die vertikale Seite derselben repräsentirt die Mittelkraft, während jede der beiden andern Seiten die Seitenkräfte bilden.

Um hiernach den in Fig. 91 vorliegenden Fall auf das durch Fig. 92 dargestellte System zurückzuführen, construire man wie folgt:

Auf einer vertikalen Linie *ad*, Fig. 93, trage man, nach gegebenem Mafsstabe die Einzelbelastungen des Balkens auf, sodafs *ab* = 25 Ctr., *bc* = 24 Ctr. und *cd* = 50 Ctr. werde. Hierauf wähle man den Punkt *a'* beliebig und zeichne von ihm aus die Strahlen *a'a*, *a'b*, *a'c* und *a'd*; dies sind dann die Seitenkräfte in den betreffenden Kräfte-Dreiecken, während die zugehörige Vertikale ihrer Gröfse und Richtung nach die Mittelkraft bezeichnet. Es bliebe jetzt nur übrig, die Linien *ef*, *fg*, *gh* und *hi* in Fig. 94 einzeln und correspondirend den Linien *a'a*, *a'b*, *a'c* und *a'd* in Fig. 93 parallel zu ziehen und zwar jedesmal bis zu den Durchschnittspunkten *f*, *g*, *h* der äufseren Kräfte mit jenen Linien. Verbindet man endlich noch die Punkte *e* und *i* und zieht in Fig. 93 die Linie *a'k*, parallel zu *ei*, so mufs offenbar die Linie *ak* den Auflagerdruck *R* = 47 Ctr., und die Linie *dk* den Auflagerdruck *S* = 52 Ctr. darstellen; denn die Linien *a'a* und *a'k*, resp. *a'k* und *a'd* sind im Kräfteplane die ihrer Gröfse und Richtung nach gegebenen Seitenkräfte, aus denen sich die zugehörigen Mittelkräfte *ak* = *R* und *dk* = *S* unmittelbar abnehmen lassen.

Fig. 93.

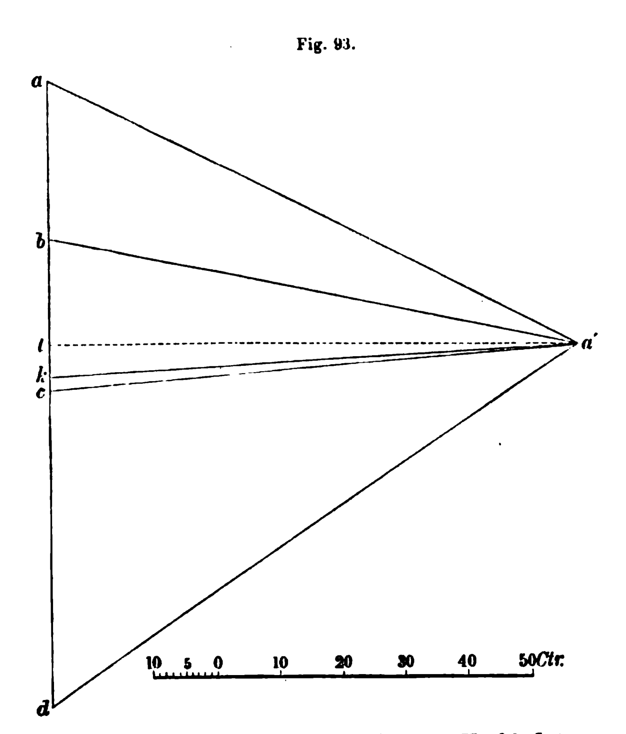


Fig. 94.

ad 2.

Was die auf den Balken einwirkenden Vertikalkräfte anbetrifft, so sind diese in den einzelnen Strecken *mn*. *no*, *op* ... Fig. 91. verschieden grofs, innerhalb

einer solchen Strecke aber mit Rücksicht auf das Nichtvorhandensein einer gleichmäfsig vertheilten Belastung keiner Veränderung unterworfen.

Es ist daher die Vertikalkraft:

in der Strecke $mn = ak = 47$ Ctr.

» » » $no = ak - ab = 47 - 25 = 22$ Ctr.

» » » $op = ak - ab - bc = 47 - 25 - 24 = -2$ Ctr.

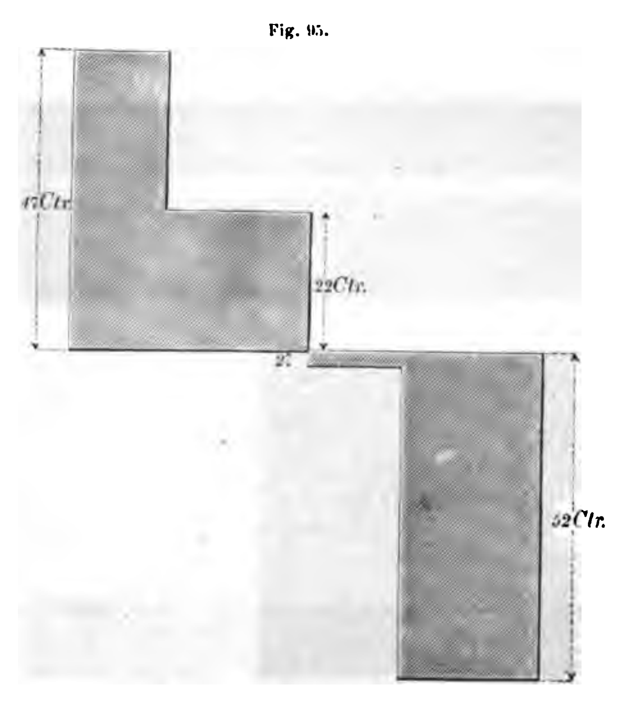
» » » $pq = ak - ab - bc - cd = 47 - 25 - 24 - 50 = -52$ Ctr.

Indem man diese Ordinatenhöhen in den Angriffspunkten der äufseren Kräfte nach dem gegebenen Mafsstabe aufträgt, ergiebt sich die, durch Fig. 95 ausgedrückte, bildliche Darstellung sämmtlicher Vertikalkräfte.

ad 3.

Wenn man durch das von verschiedenen Kräften angegriffene Stangensystem, Fig. 94, an einer beliebigen Stelle, etwa da, wo das Biegungsmoment am gröfsten ist, einen Vertikalschnitt $\alpha\beta$ denkt, so wird man in der Richtung der durchschnittenen Stangen zur Herstellung des Gleichgewichts Kräfte substituiren müssen, welche den in jenen Stangen hervorgerufenen Spannungen gleich grofs sind. Diese Kräfte, oder deren Mittelkraft, welche durch den Durchschnittspunkt s der beiden Stangen hindurchgeht, müssen der, auf das links abgeschnittene Balkenstück einwirkenden Vertikalkraft $ak - ab = 22$ Ctr. das Gleichgewicht halten. Das Moment M derselben, oder hiermit gleichbedeutend, das Moment der vertikalen Componente der in den durchschnittenen Stangen vorhandenen Spannungen, ist das Moment aller für den Schnitt $\alpha\beta$ wirksamen Aufsenkräfte. Es wird daher:

Fig. 95.



$$M = bk \,.\, sg''.$$

Man zeichne nun zunächst im Kräfteplan der Fig. 93 die horizontale Linie $a't$, welche die Gröfse der horizontalen Spannungen in den Stangen repräsentirt, und man erhält, wegen Aehnlichkeit der beiden Dreiecke $a'k\,b$ und $s\,g\,g'$, die Proportion:

$$a'k : sg' = bk : gg' ;$$

ferner verhält sich auch $$ak' : sg' = a't : sg'',$$

daher $$bk : gg' = a't : sg''.$$

Durch Substitution des Werthes sg'' in den oben gefundenen Ausdruck wird

$$M = a't \,.\, gg'.$$

Der Coefficient $a't$ ist für jedes Moment constant und es stellt sich daher das Moment für einen beliebigen Schnitt des Balkens als ein Produkt von 2 Faktoren dar, von denen der eine die constante Horizontalspannung und der andere die variable Höhe des Stangensystems in jenem Schnitt bezeichnet.

Für den vorliegenden Fall ergiebt sich:

$$a't = 83{,}6 \text{ Ctr. und}$$
$$gg' = 0{,}6 \text{ Meter};$$

es wird daher das Moment an der Bruchstelle

$$M = 50{,}16 \text{ Ctr.-Meter.}$$

Ist neben den Einzelbelastungen noch eine gleichmäfsig vertheilte Belastung Q vorhanden, so führe man diese auf die ersteren zurück. Es mögen diese sämmtlich in gleichen Abständen von einander wirken, vergl. Fig. 96. Für den Fall, dafs $Q = 70$ Ctr. ist, ergeben sich folgende Druckkräfte:

Fig. 96.

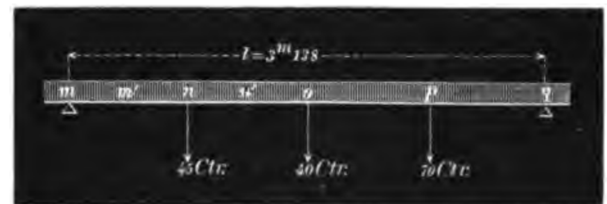
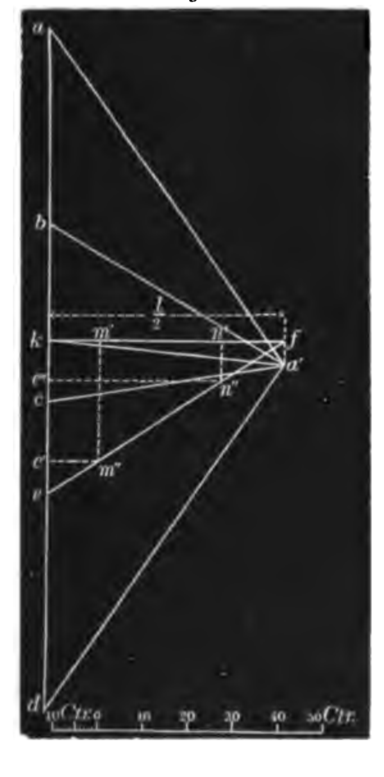


Fig. 97.



im Punkte n ...... $25 + \frac{2}{7} \,.\, 70 = 45$ Ctr.

» » o ...... $24 + \frac{16}{70} \,.\, 70 = 40$ »

» » p ...... $50 + \frac{2}{7} \,.\, 70 = 70$ »

Man mache nun im Kräfteplan, Fig. 97, $ab = 45$ Ctr., $bc = 40$ Ctr., $cd = 70$ Ctr., und nehme den Punkt a' im Abstande gleich $\frac{l}{2}$ von der Vertikalen ad. Nachdem dann wieder die Strahlen $a'a$, $a'b$, $a'c$, $a'd$ gezeichnet worden, construire man, wie oben angegeben, das System Fig. 98 und ziehe im Kräfteplan die Linie $a'k$ parallel zu ei. Hierauf lege man durch den Punkt k die Horizontale kf, trage von k abwärts bis zum Punkte e den Werth $\frac{Q}{2}$ $= 35$ Ctr. und verbinde e mit f. Alsdann beträgt die Vertikalkraft im Punkte m:

$$ak + ke = ae.$$

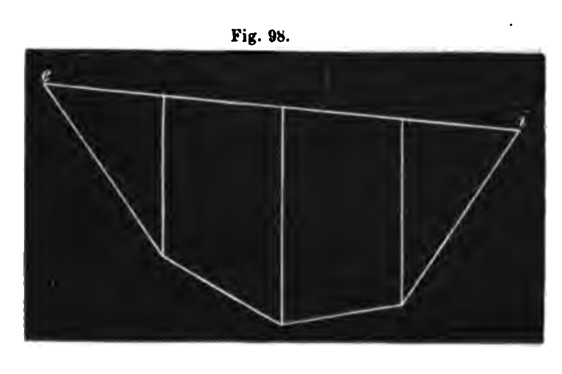
Um dieselbe in einem beliebigen, zwischen m und n befindlichen, Schnitt m' zu erhalten, trage man mm' von k nach m' und construire die Vertikale $m'm''$; es ist demnach jene Vertikalkraft durch die Linie $ak + m'm'' = be'$ ausgedrückt.

Für einen anderen Schnitt n', zwischen den Punkten n und o, mache man kn' gleich mn' und zeichne $n'n''$; dies führt dann auf die Vertikalkraft:

$$ak - ab + n'n'' = be'',$$

u. s. w.

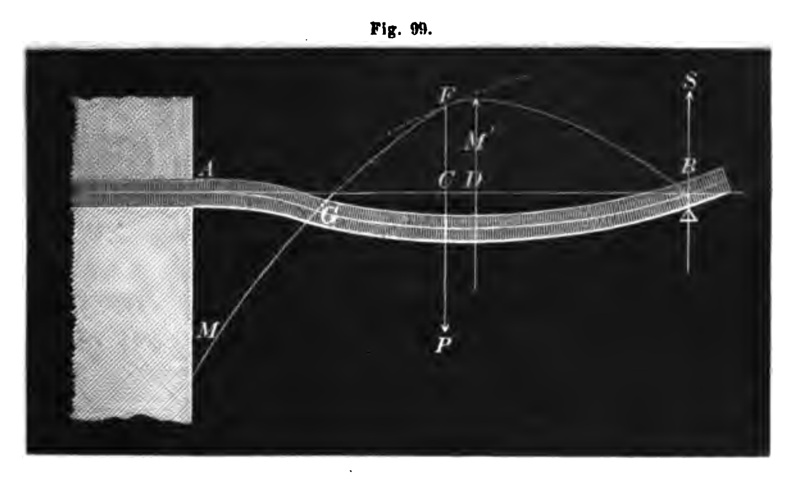
Fig. 98.



III.

Der Balken sei mit dem einen Ende A, Fig. 99, **fest und horizontal eingeklemmt** und ruhe mit dem anderen Ende B frei auf. In seiner ganzen Länge sei er gleichmäfsig mit Q und im Punkte C, der jedoch nicht in der Mitte des Balkens zu liegen braucht, mit dem Einzelgewicht P belastet.

Fig. 99.



Die elastische Linie erleidet in diesem Falle im Punkte G einen **Wende- oder Inflexionspunkt**. Da der Krümmungshalbmesser ϱ der elastischen Linie an dieser Stelle **unendlich grofs** ist, so wird das Biegungsmoment hier Null und es tritt daher für den Balken im Punkte G die Bedingung des freien Auflagers ein. Die in II. erhaltenen Resultate gelten demnach auch unverändert für die Balkenstrecke BG des vorliegenden Falles. In dieser Strecke sind die Momente als **positiv**, zwischen A und G dagegen als **negativ** zu betrachten, weil die Krümmungshalbmesser hier sämmtlich **unterhalb** der elastischen Linie liegen; diese letztere ist daher zwischen B und G nach **oben**, zwischen A und G nach **unten** concav. Das negative Moment wird nach dieser Richtung hin immer gröfser, bis es im Stützpunkte A seinen gröfsten Werth erreicht. Es treten mithin in diesem Falle **zwei Maxima** der Biegungsmomente auf: ein **absolutes Maximum** der **negativen** Momente im Punkte A und ein **relatives Maximum** der **positiven**

Momente; das letztere liegt entweder im Angriffspunkte der Kraft P, oder, wie in Fig. 99 angenommen, in einem Punkte D, der dem freien Auflager des Balkens näher gerückt ist.

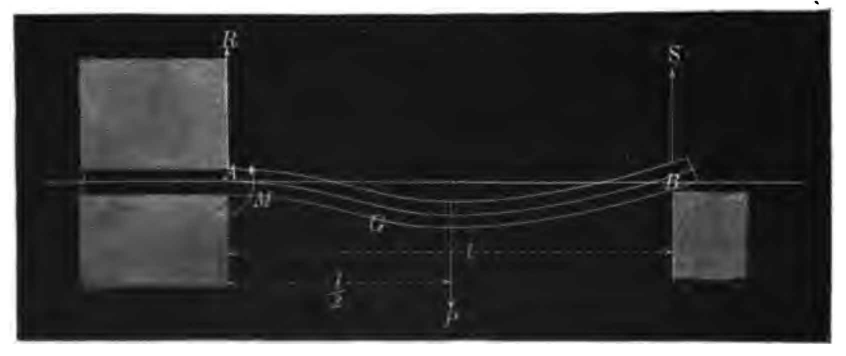
Es ergiebt sich aus dieser Betrachtung die nothwendige Folgerung, dafs ein unsymmetrischer Balkenquerschnitt vom Inflexionspunkte ab dem veränderten Biegungsmoment entsprechend, umgekehrt werden mufs, wenn derselbe durchweg in der ganzen Länge des Trägers dem Moment der äufseren Kräfte genügen soll.

Rückt nun die Einzellast P in die Mitte des Balkens, so ergeben sich als Reaktionen der Stützpunkte, vergl. Fig. 100,

$$R = \frac{11}{16} P + \frac{5}{8} Q.$$

$$S = \frac{5}{16} P + \frac{3}{8} Q.$$

Fig. 100.



Das absolute Maximum des Biegungsmomentes bei A ist

$$M = (3\,P + 2\,Q)\,\frac{l}{16}.$$

Für das relative Maximum zwischen B und G sind jedoch zwei Fälle zu unterscheiden, die durch das Verhältnifs von P zu Q bedingt werden. Ist nämlich

$$1)\ \frac{P}{Q} < \frac{2}{5},$$

so liegt das relative Maximum zwischen dem Angriffspunkte der Kraft P — also der Mitte des Balkens — und dem Stützpunkte B, und zwar in einer näher zu bestimmenden Entfernung y vom letzteren.

Ist aber

$$2)\ \frac{P}{Q} > \frac{2}{5},$$

so liegt das relative Maximum des Biegungsmomentes im Angriffspunkte der Kraft P. Im ersteren Falle drückt sich dasselbe aus durch

$$\text{a)}\ M' = \left(5\,\frac{P}{Q} + 6\right)^2 \frac{Ql}{16\,.\,32},\ \text{wenn}\ \frac{P}{Q} < \frac{2}{5},$$

und es ist

$$y = \left(5\,\frac{P}{Q} + 6\right) \frac{l}{16}.$$

Im **zweiten** Falle ist

$$\text{b)}\ M' = \left(5\frac{P}{Q} + 2\right)\frac{Ql}{2\,.\,16},\ \text{wenn}\ \frac{P}{Q} > \frac{2}{5},\ \text{und}$$

$$y = \frac{l}{2}.$$

Trägt der Balken nur die Einzellast P in seiner Mitte, ist also $Q = 0$, so wird

$$\frac{P}{Q} = \infty$$

Es kommt daher die **letztere** der beiden Formeln zur Anwendung. Nachdem Q in die Klammer gebracht und dann gleich Null gesetzt worden, ergiebt sich:

$$M' = \frac{5}{32} Pl;$$

dagegen wird das **absolute** Maximum bei A

$$M = \frac{3}{16} Pl.$$

Als Reaktion der Stützpunkte erhält man

$$R = \frac{11}{16} P,\ \text{und}$$

$$S = \frac{5}{16} P.$$

Wird der Balken nur durch die **gleichmäfsig vertheilte** Last Q belastet, ist also $P = 0$, so tritt für das relative Maximum des Moments, da jetzt

$$\frac{P}{Q} = 0,$$

die **erstere** der obigen Formeln in Anwendung, und es wird

$$M' = \frac{9}{16}\cdot\frac{Ql}{8},\ \text{und}$$

der zugehörige Werth

$$y = \frac{3}{8} l.$$

In diesem Falle beträgt aber das **absolute** Maximum des Moments

$$M = \frac{Ql}{8}.$$

Als Reaktionen der Stützpunkte ergeben sich jetzt:

$$R = \frac{5}{8} Q,\ \text{und}$$

$$S = \frac{3}{8} Q.$$

Ein Vergleich dieser Zahlenverhältnisse läfst leicht erkennen, dafs das absolute Maximum des Biegungsmomentes, mag der Balken nur gleichmäfsig. oder auch noch durch ein Einzelgewicht belastet werden, stets an derjenigen Stelle

liegt, wo er fest eingeklemmt ist. Wird der Balken nur durch eine gleichmäfsig vertheilte Belastung in Anspruch genommen, so ist das Moment an jener Stelle eben so grofs wie dasjenige, welches sich in No. II. bei einem, an beiden Enden frei gedachten Auflager für die Mitte des Balkens ergab; in beiden Fällen ist nämlich das absolute Maximum

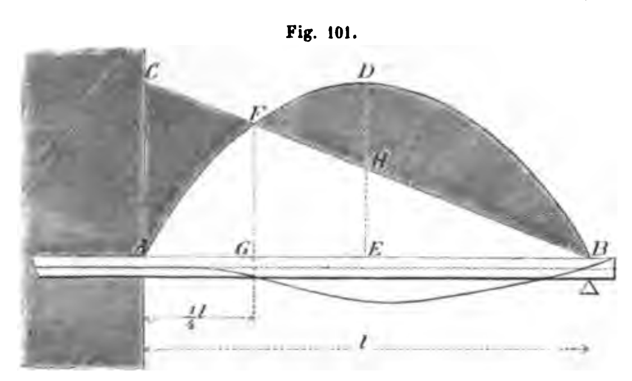
$$M = \frac{Ql}{8}.$$

Der Unterschied ist nur der, dafs in denjenigen Fasern, wo zuerst die Grenze der Elasticität eintritt, die Qualität ihrer Beanspruchung gerade eine umgekehrte ist.

Was die Lage des Inflexionspunktes G anbetrifft, so giebt hierüber folgende Betrachtung den erforderlichen Aufschlufs:

Man denke den Balken zunächst in seinen beiden Stützpunkten A und B, Fig. 101, frei aufliegend und in seiner ganzen Länge gleichmäfsig belastet. Nach Mafsgabe des in jedem Querschnitte desselben verschieden auftretenden Biegungsmomentes construire man das Parabelstück ADB, dessen gröfste Ordinate DE nach dem, für die Mitte des Balkens gröfsten Moment $\frac{Ql}{8}$ bestimmt wird. Hierauf lasse man für den linken Stützpunkt A allmählig diejenigen Bedingungen eintreten, welche das Balkenende hier als fest eingeklemmt charakterisiren. In dem Augenblick, wo dieses geschehen, hat das in linearer Funktion sich vergröfsernde negative Moment im Punkte A sein Maximum erreicht. Dieses Moment ist aber in absoluter Hinsicht ebenso grofs, wie dasjenige, welches für die Mitte des an beiden Enden frei aufliegenden Balkens gefunden worden. Wenn man demnach die gröfste Ordinate DE von A nach C hin vertikal aufträgt, und die Punkte B und C geradlinig unter einander verbindet, so giebt der Durchschnittspunkt F die Lage des darunter befindlichen Inflexionspunktes an. Derselbe liegt in einem Abstande von $\frac{1}{4}l$ vom fest eingeklemmten Ende, und es ist demnach hier der Auflagerdruck

Fig. 101.



$$R = \frac{3}{8}Q + \frac{1}{4}Q = \frac{5}{8}Q.$$

In jedem Querschnitte des Balkens giebt die Differenz der betreffenden Ordinaten in absoluter Hinsicht die Gröfse des hier auftretenden Biegungsmomentes an. So ist beispielsweise für den, durch den Punkt E gedachten Schnitt das bezügliche positive Moment durch die Differenz

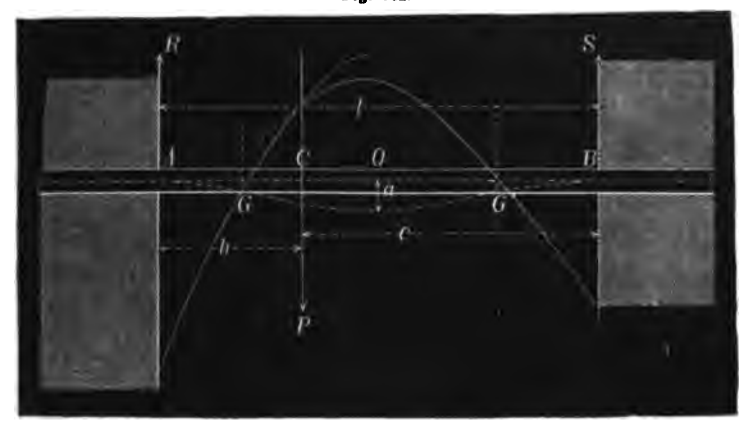
$$DE - HE = DH$$

ausgedrückt. Es bezeichnet daher der schraffirte Theil BDF die positiven, und der schraffirte Theil ACF die negativen Momente. Wie ersichtlich, ist dieses Moment im Inflexionspunkte gleich Null.

IV.

Der Balken sei an beiden Enden A und B, Fig. 102, fest und horizontal eingespannt; in einem beliebigen Punkte C trage er das Einzelgewicht P und in seiner Länge l gleichmäfsig vertheilt die Belastung Q.

Fig. 102.



Die elastische Linie, deren Form die Gröfse der Durchbiegung a bedingt, hat in diesem Falle in den Punkten G und G' zwei Inflexionspunkte.

In den beiden Strecken, von A bis G einerseits und von B bis G' andererseits, ist die concave Seite der Curve nach unten, in der mittleren Strecke von G bis G' ist dieselbe nach oben gerichtet.

Unter der Voraussetzung, dafs $b < c$, liegt das absolut gröfste Biegungsmoment im Punkte A; dasselbe wird

$$1)\ M = P\frac{bc^2}{l^2} + \frac{Ql}{12}.$$

Die Reaktionen der Stützpunkte sind alsdann folgende:

$$R = P\frac{(3b + c)\,c^2}{l^3} + \frac{Q}{2}, \text{ und}$$

$$S = P\frac{(b + 3c)\,b^2}{l^3} + \frac{Q}{2}.$$

Das relative Maximum des Biegungsmomentes zwischen G und G' liegt in der Entfernung

$$y = \frac{S}{Q}l$$

vom Stützpunkte B, und drückt sich aus durch

$$2)\ M' = Sy - M - \frac{Q}{2l}\cdot y^2.$$

Dies gilt jedoch nur, wenn $y \leqq c$ ist; wird $y > c$, so liegt das relative Maximum im Angriffspunkte der Kraft P, also im Punkte C; dasselbe wird gefunden durch die Gleichung

$$3)\ M' = Sc - M - \frac{Q}{2l}c^2.$$

Ist $Q = 0$, oder kann die gleichmäfsig vertheilte Last gegen das Einzelgewicht P vernachlässigt werden, so erhält man

$$4)\ M = P\frac{bc^2}{l^2}.$$

Ferner

$$R = P\frac{(3b + c)\,c^2}{l^3}, \text{ und}$$

$$S = P\frac{(b + 3c)\,b^2}{l^3}.$$

Das relative Maximum M' liegt jetzt in C, und ist durch die Gleichung gegeben

$$5)\ M' = Sc - M.$$

Wenn der Angriffspunkt der Kraft P in der Mitte des Balkens liegt, und eine Belastung Q gleichmäfsig vertheilt wirkt, so sind die absoluten Maxima der Momente bei A und bei B gleich grofs, und zwar:

$$6)\ M = \frac{Pl}{8} + \frac{Ql}{12}.$$

Ferner wird dann

$$R = S = \frac{P + Q}{2}.$$

Das relative Maximum der Biegungsmomente liegt in diesem Falle in der Mitte O des Trägers und wird

$$7)\ M' = \frac{Pl}{8} + \frac{Ql}{24}.$$

Ist jetzt nur eine Einzelkraft in der Mitte des Trägers wirksam, so ergiebt sich

$$8)\ M = \frac{Pl}{8}.$$

Ferner wird

$$R = S = \frac{P}{2}, \text{ und}$$

$$9)\ M' = \frac{Pl}{8}.$$

Es sind demnach in diesem Falle die Momente in den drei Querschnitten A, B und C gleich grofs; jeder von den letzteren kann die Bruchstelle enthalten.

Wird endlich $P = 0$ angenommen, so dafs nur die gleichmäfsig vertheilte Last Q den Balken belastet, so ergiebt sich

$$10)\ M = \frac{Ql}{12},$$

ferner

$$R = S = \frac{Q}{2}, \text{ und}$$

$$11)\ M' = \frac{Ql}{24}.$$

Vergleicht man diese Formeln mit den früher aufgestellten, so findet man, dafs das gröfste Biegungsmoment einer Last P, die auf die Mitte eines an beiden

Enden fest und horizontal eingeklemmten Balkens aufgelegt wird, eben so grofs ist, wie das absolut gröfste Biegungsmoment einer Belastung Q, die auf einen, an beiden Enden frei aufruhenden Balken gleichmäfsig vertheilt einwirkt.

Da ferner die **Tragfähigkeiten** der Balken, unter sonst gleichen Voraus-

Fig. 103 A.

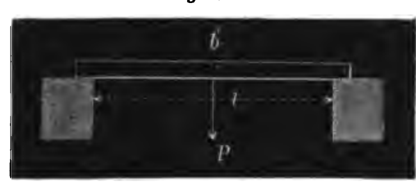


Fig. 103 B.

setzungen, in einem **umgekehrten** Verhältnifs zu dem Biegungsmomente ihrer Belastung stehen, so verhalten sich die in Fig. 103 A, B und C mit b, b' und b'' bezeichneten, und verschieden unterstützen Balken hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit wie

Fig. 103 C.



$$4 : \frac{16}{3} : 8,$$

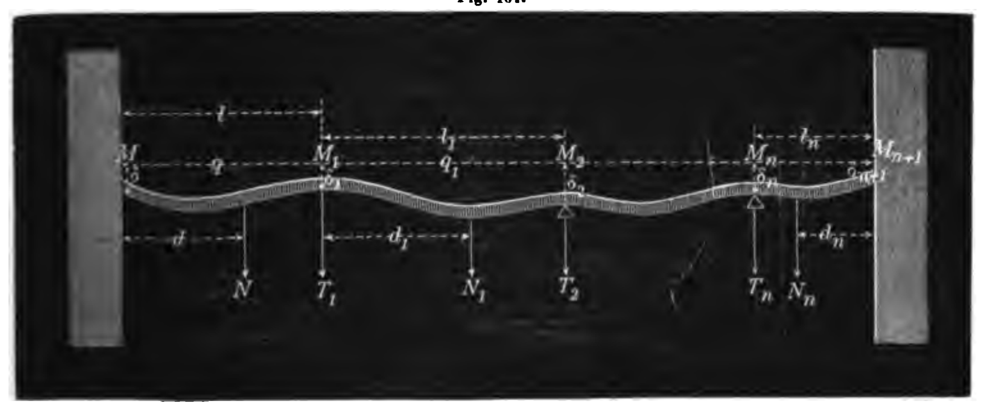
d. h. wie

$$3 : 4 : 6.$$

V.

Bei einem Balken, der an beiden Enden frei aufliegt und dazwischen über mehrere (beliebig viele) Stützpunkte continuirlich fortgreift, ergeben sich die **negativen** und **positiven** Momente **über**, resp. **zwischen** diesen Punkten, ferner

Fig. 104.



die verschiedenen **Auflagerdrücke** u. s. w. nach der **Clapeyron'schen Formel**. Die Unterstützung des Balkens sei wie vorstehend in Fig. 104 gedacht. Es bezeichnen hierin

1) $l\ l_1\ l_2 \ldots l_n$ die Abstände zwischen den Stützen.

2) $q\ q_1\ q_2\ q_3\ \ldots\ q_n$ die auf diese Felder pro Längeneinheit, in Centimetern ausgedrückt, gleichmäfsig vertheilte Belastung.
3) $M_1\ M_2\ M_3\ \ldots\ M_n$ die (negativen) Momente über den Innenstützen.
4) $T_1\ T_2\ T_3\ \ldots\ T_n$ die Reaktionen (Auflagerdrücke) der Innenstützen.
M und M_{n+1} die Momente über den Endstützen.
R und S die Reaktionen daselbst.
5) $\delta\ \delta_1\ \delta_2\ \delta_3\ \ldots\ \delta_{n+1}$ die lothrechten Abstände der Stützpunkte von einer Horizontalen.
6) $N\ N_1\ N_2\ \ldots\ N_n$ die gröfsten (positiven) Momente zwischen den Stützen.
7) $d\ d_1\ d_2\ \ldots\ d_n$ die Abstände dieser Momente von den zunächst nach aufsen liegenden Stützen.

Wenn nun l_r, q_r u. s. w. ganz allgemeine Glieder bezeichnen, so findet nach der oben erwähnten Formel folgende Relation statt:

$$\text{I. } M_r l_r + 2 M_{r+1} (l_r + l_{r+1}) + M_{r+2} l_{r+1} = \frac{1}{4} (q_r l^3_r + q_{r+1} l^3_{r+1}) + 6\, WE \left(\frac{\delta_r - \delta_{r+1}}{l_r} + \frac{\delta_{r+2} - \delta_{r+1}}{l_{r+1}}\right).$$

$$\text{II. } T_r = \frac{M_r - M_{r-1}}{l_{r-1}} + \frac{M_r - M_{r+1}}{l_r} + \frac{q_{r-1}\, l_{r-1}}{2} + \frac{q_r\, l_r}{2}.$$

Liegen die einzelnen Stützpunkte durchweg in gleicher Höhe, so wird der Werth von δ gleich Null und es fällt daher der letzte Summand in der Formel I fort.

Bei n Stützen ergeben sich n Gleichungen von der Form der ersten und n Gleichungen von der Form der zweiten der obigen Gleichungen.

Ferner findet man die gröfsten positiven Momente, unabhängig von der Gröfse des Werthes δ, zwischen den Stützen aus n Gleichungen von der Form

$$\text{III. } N_r = M_r - \frac{q_r \cdot d^2_r}{2}.$$

Hierin ist zunächst der Werth von d_r zu bestimmen, und zwar aus der Gleichung

$$\text{IV. } d_r = \frac{M_r - M_{r+1}}{q_r\, l_r} + \frac{l_r}{2}.$$

Liegt der Balken an beiden Enden frei auf, so ist

$$M = M_{n+1} = 0.$$

Sind nun die einzelnen Belastungen $q\ q_1\ q_2\ \ldots$ überall einander gleich, ebenso auch die Abstände $l\ l_1\ l_2\ \ldots$, und werden alle Stützpunkte gleich hoch angenommen, so vereinfachen sich die unter I und II aufgestellten obigen Gleichungen und es wird

$$M_r + 4\, M_{r+1} + M_{r+2} = \frac{q l^2}{2}.$$

Es ist hiernach die links stehende Summe, die sich leicht in Worten ausdrücken läfst, stets constant und zwar gleich der Belastung eines Feldes (ql), multiplicirt mit der halben Länge desselben.

Die Gröfse irgend eines **Auflagerdruckes** ermittelt sich aber unter den obigen Bedingungen aus

$$T_r = ql - \frac{M_{r-1} - 2\,M_r + M_{r+1}}{l}.$$

Aus diesen letzten beiden Gleichungen, in Verbindung mit den unter III und IV aufgestellten Formeln, ist nun berechnet worden nachstehende

Tabelle

der Momente M und N, der Abstände d und der Auflager-Reaktionen R und T.

Bezeichnung		Zahl der Stützen					
		3	4	5	6	7	8
Momente.	M_1	0,125 ql^2	0,1 ql^2	0,1071 ql^2	0,1052 ql^2	0,1057 ql^2	0,1056 ql^2
	M_2	—	—	0,0714 »	0,0792 »	0,0772 »	0,0776 »
	M_3	—	—	—	—	0,0864 »	0,0845 »
Auflager-Reaktionen.	R	0,375 ql	0,4 ql	0,3929 ql	0,3948 ql	0,3943 ql	0,3944 ql
	T_1	1,25 »	1,1 »	1,1428 »	1,1312 »	1,1342 »	1,1336 »
	T_2	—	—	0,9286 »	0,9740 »	0,9623 »	0,9651 »
	T_3	—	—	—	—	1,0184 »	1,0069 »
Momente.	N	0,0703 ql^2	0,08 ql^2	0,0771 ql^2	0,0779 ql^2	0,0777 ql^2	0,0777 ql^2
	N_1	—	0,025 »	0,0363 »	0,0331 »	0,0339 »	0,0337 »
	N_2	—	—	—	0,0458 »	0,0432 »	0,0439 »
	N_3	—	—	—	—	—	0,0405 »
Abstände.	d	0,375 l	0,4 l	0,3929 l	0,3948 l	0,3943 l	0,3944 l
	d_1	—	0,5 »	0,5357 »	0,5260 »	0,5285 »	0,5280 »
	d_2	—	—	—	0,5000 »	0,4908 »	0,4931 »
	d_3	—	—	—	—	—	0,5000 »

Die Tabelle enthält nur die Werthe bis zur **Mitte** des Trägers, da für beide Hälften deselben jene Werthe symmetrisch sind.

Fig. 105.

Zur Ermittelung des Widerstandsmomentes des Trägerquerschnitts ist das gröfste Biegungsmoment M_1 mafsgebend.

Je gröfser die Zahl der Zwischenstützen, desto **gleichmäfsiger** vertheilt sich auf diese die ganze Belastung des Balkens.

Wenn der Balken aufser an seinen Enden nur noch einmal in seiner Mitte unterstützt wird, so ist leicht einzusehen, dafs diese Unterstützungsweise sich auf den bereits unter III besprochenen Fall zurückführen läfst. Jede Hälfte des Balkens charakterisirt sich an einem Ende als frei aufliegend, am anderen als fest eingespannt. Die elastische Linie wird daher, wie in Fig. 105 ersichtlich, die punktirt dargestellte Form $\alpha\ \beta\ \gamma\ \delta\ \varepsilon$ annehmen.

Bezeichnen wir nun die in ganzer Länge L zwischen den freien Auflagern gleichmäfsig vertheilte Belastung des Balkens mit Q, so ist der Druck über der mittleren Stütze B

$$T_1 = \frac{5}{8} Q,$$

oder, da

$$Q = 2\, ql,$$

$$T_1 = 1{,}25\, ql \text{ (vergl. die Tabelle)};$$

ferner ist das gröfste Biegungsmoment in diesem Punkte

$$M_1 = \frac{1}{8} \cdot \frac{Q}{2} \cdot \frac{L}{2} = \frac{1}{32} Q\, L = \frac{1}{8}\, ql^2 = 0{,}125\, ql^2 \text{ und}$$

$$R = S = \frac{3}{16} Q = \frac{3}{8}\, ql = 0{,}375\, ql,$$

u. s. w.

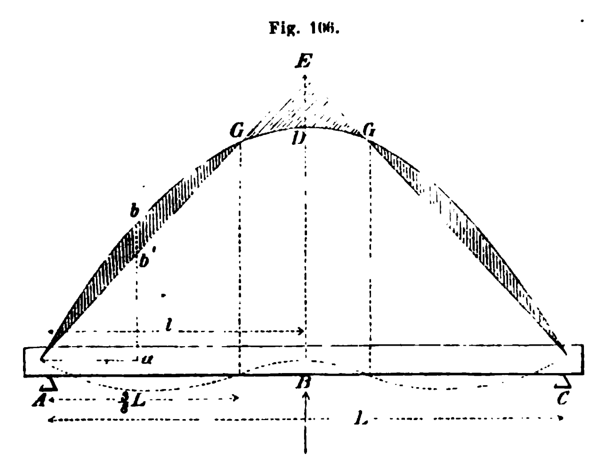
Uebrigens kann die Tragfähigkeit eines solchen Balkens fast auf das $1\frac{1}{2}$ fache erhöht werden, wenn man die Mittelstütze B etwas tiefer legt, als die beiden Endauflager A und C. Beträgt die Differenz in den Höhen dieser Stützen

$$0{,}00082\, \frac{Q\, L^3}{W'E},$$

so erreicht der Träger das Maximum seiner Tragfähigkeit.

Um schliefslich noch die Gröfse des in jedem Querschnitt auftretenden Biegungsmomentes und das, diesem Momente proportionale Eisenvolumen mittelst Diagramme zu veranschaulichen, denke man den mittleren Stützpunkt, Fig. 106, fortgenommen und über die Länge AC den Parabelbogen ADC gezeichnet, dessen gröfste Ordinate BD zugleich das gröfste Biegungsmoment $\frac{QL}{8}$ darstellt.

Fig. 106.



Hierauf substituire man an Stelle des Stützpunktes B eine aufwärts gerichtete Kraft, welche eben so grofs ist, wie die Reaktion

$$R' = \frac{5}{8} Q.$$

Diese Kraft ruft hier ein entgegengesetztes Moment

$$M' = \frac{5}{16} Q \frac{L}{2} = \frac{5}{32} QL$$

hervor. Dasselbe trage man von B nach E hin vertikal aufwärts und ziehe dann die geraden Linien AE und CE, welche die Parabel in den Punkten GG schneiden; diese letzteren bestimmen die Lage der beiden Inflexionspunkte der elastischen Linie. Da die einen Momente positiv, die anderen negativ sind, so bezeichnet in einem beliebigen Querschnitt die Differenz der Lothe ab und ab' die wirkliche Gröfse des hier vorhandenen Biegungsmomentes. Die schraffirten Theile AG und CG geben die Summe der positiven Momente, während der schraffirte Theil GEG die Summe der negativen Momente repräsentirt.

Mit Rücksicht darauf, dafs die Inflexionspunkte G und G in einem Abstande von $\frac{1}{4} L$ vom Stützpunkte B liegen, ergiebt sich der Druck auf diesen letzteren, wie bereits oben angeführt,

$$R' = 2\left(\frac{3}{16} + \frac{2}{16}\right) Q = \frac{5}{8} Q.$$

Ferner ist, wie ebenfalls schon erwähnt, das absolute Maximum des Biegungsmomentes im Punkte B, dargestellt durch die Länge der Linie DE,

$$M = \frac{5}{32} QL - \frac{QL}{8} = \frac{1}{32} QL.$$

Dagegen ist das relative Maximum in der Mitte zwischen den Punkten A und B

$$M' = \frac{Q}{2} \cdot \frac{L}{4} - \frac{Q}{4} \cdot \frac{L}{8} - \frac{5}{16} Q \frac{L}{4} = \frac{1}{64} QL,$$

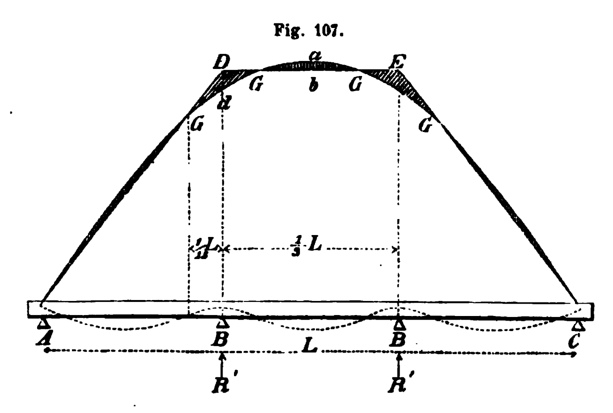
d. h. halb so grofs, wie das erstere.

Es entsteht hierbei noch die Frage, ob es zweckmäfsiger sei, einen Balken über dem mittleren Stützpunkte zu stofsen, oder ihn continuirlich darüber fortgreifen zu lassen. Nach den bisherigen Erörterungen kann die Beantwortung dieser Frage keine Schwierigkeit darbieten. Bei gufseisernen Trägern ist es mit Rücksicht auf gröfsere Tragfähigkeit derselben als absolut nothwendig zu betrachten, sie auf allen mittleren Stützpunkten zu stofsen, wenn anders man ihren Querschnitt nicht zwischen den Inflexionspunkten umkehren wollte. Bei hölzernen Balken bietet jedoch der Stofs, in so fern man von anderen Fragen hierbei abstrahirt und ausschliefslich die Bruchfestigkeit derselben in's Auge fafst, keinen besonderen Vortheil dar. Greift der hölzerne Balken continuirlich in einem Stücke durch, so erfolgt der Bruch desselben bei B, und zwar dadurch, dafs die oberen Fasern zerrissen, oder die unteren Fasern zerdrückt werden; bei einem im Punkte B stattfindenden Stofs liegt aber die Bruchstelle in der Mitte zwischen den freien Auflagern und wird hier die Elasticitätsgrenze bei umgekehrter Inanspruchnahme der oberen, resp. der unteren Fasern des Balkens erreicht. In beiden Fällen ist aber das absolute Maximum des Biegungsmomentes gleich grofs, nämlich:

$$M = \frac{1}{32} QL.$$

Wir nehmen nun ferner an, dafs der Balken AC, Fig. 107, über zwei mittlere Stützpunkte BB, die sich auf je $\frac{1}{3}$ der Länge L befinden, continuirlich fortgreift. Man denke sich diese Stützpunkte wieder fortgenommen, den Balken in seiner ganzen Länge AC gleichmäfsig mit Q belastet und die Parabel construirt, deren gröfste Ordinate

Fig. 107.



$$\frac{QL}{8} = 0,125\ QL$$

das gröfste positive Biegungsmoment darstellt.

In den Querschnitten BB beträgt dieses Moment

$$\frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{3} L - \frac{Q}{3} \cdot \frac{1}{6} L = \frac{10}{90} QL.$$

Hierauf denke man den, auf die Stützpunkte BB wirksamen Druck als eine entgegengesetzte, nach oben gerichtete Kraft angebracht. Das Moment derselben trage man vertikal aufwärts von B nach D und von B nach E, und zeichne das Polygon der negativen Momente $ADEC$. Die Durchschnittspunkte GG bezeichnen dann wieder die Inflexionspunkte, in welchen die positiven und negativen Momente sich bis auf den Nullwerth ausgleichen. Da diese Punkte in einem Abstande von $\frac{1}{15} L$ von den Stützpunkten B liegen, so ist der Druck auf jeden dieser letzteren

$$R' = \frac{2}{15} Q + \frac{2}{15} Q + \frac{1}{10} Q = \frac{11}{30} Q.$$

Es beträgt daher das Moment dieser Kraft, welche zugleich als Reaktion des Endauflagers gegen den Stützpunkt zu betrachten ist,

$$\frac{11}{30} Q \cdot \frac{1}{3} L = \frac{11}{90} QL = 0,122\ QL.$$

Das gröfste über den Stützpunkten B zur Geltung kommende negative Moment ist demnach

$$M = \frac{11}{90} QL - \frac{10}{90} QL = 0,0111\ QL.$$

Es tritt dieses Moment überhaupt als absolutes Maximum auf, denn das relative Maximum der Momente zwischen den Punkten BB beträgt nur

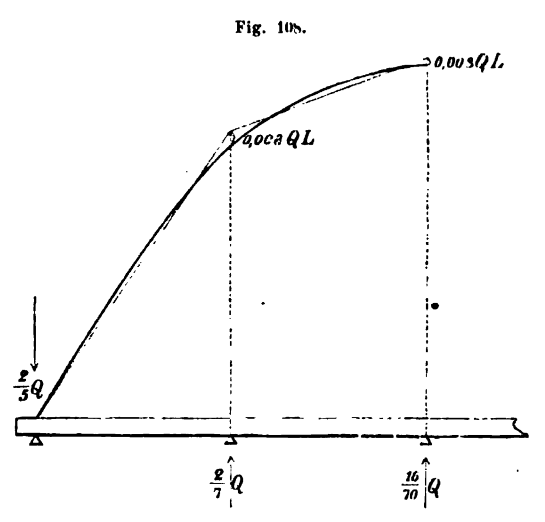
$$M' = 0,125\ QL - 0,122\ QL = 0,003\ QL.$$

Verschieben sich die mittleren Stützpunkte, so treten selbstverständlich sowohl hinsichtlich des auf sie einwirkenden Druckes, wie in Bezug auf die Gröfse der Momente wesentliche Aenderungen ein. So lassen sich beispielsweise die Stützpunkte B nach beiden Endauflagern hin in der Weise verrücken, dafs die beiden Lothe Dd und ab einander gleich werden; in diesem Falle sind dann auch

die absoluten und die relativen Maxima der Biegungsmomente gleich grofs; nähern sich die mittleren Stützpunkte noch mehr den Endauflagern A und C, so geht das frühere relative Maximum des Biegungsmomentes in ein absolutes Maximum über.

Betrachten wir endlich noch den Fall, dafs der Balken, vergleiche Fig. 108, zwischen seinen Endauflagern über drei Stützpunkte, die sich in gleichen Entfernungen von einander befinden, continuirlich fortgreift. Der Druck auf dieselben vertheilt sich in der Weise, dafs auf den mittleren Stützpunkt $\frac{16}{70}$, und auf jede der links und rechts befindlichen Innenstützen $\frac{2}{7}$ der gleichmäfsig vertheilten Belastung Q trifft.

Fig. 108.



Hiernach beträgt das negative Moment im mittleren Querschnitt

$$\frac{2}{5} Q \cdot \frac{L}{2} - \frac{2}{7} Q \cdot \frac{L}{4} = 0,128\ QL.$$

Da aber das, durch die gröfste Ordinate ausgedrückte positive Moment hier

$$\frac{QL}{8} = 0,125\ QL$$

ist, so resultirt hieraus über dem mittleren Stützpunkte ein negatives Moment von

$$M' = 0,128\ QL - 0,125\ QL = 0,003\ QL.$$

Für diejenigen beiden Querschnitte, die in einem Abstande von $\frac{1}{4}$ L von der Mitte liegen, beträgt das durch die Parabel repräsentirte positive Moment der gleichmäfsig vertheilten Belastung

$$\frac{Q}{2} \cdot \frac{L}{4} - \frac{Q}{4} \cdot \frac{L}{8} = 0,094\ QL.$$

Das Moment der entgegengesetzt gerichteten Kraft ist aber für diesen Querschnitt

$$\frac{2}{5} Q \cdot \frac{L}{4} = 0,1\ QL.$$

Es ergiebt sich daher an dieser Stelle ein negatives Moment von

$$M = 0,1\ QL - 0,094\ QL = 0,006\ QL.$$

Es ist dieses zugleich das Maximum aller negativen Biegungsmomente. Dasselbe liegt auch bei einer gröfseren Zahl von Zwischenstützen stets über demjenigen Stützpunkte, der sich dem freien Endauflager des Balkens zunächst befindet. Diese Stelle bezeichnet daher die Lage des »gefährlichen Querschnitts«

Bevor wir nun in einigen Beispielen das, durch die Gröfse des Biegungsmomentes bedingte Widerstandsmoment des Querschnitts gufseiserner Träger ermitteln' oder andererseits beide Momente bei gegebenem Trägerquerschnitt untereinander vergleichen, scheint es zunächst noch erforderlich, die allgemeinen Grundformeln über Zerknickungsfestigkeit von Säulen, Pfeilern und Stützen aller Art aufzustellen, da die letzteren in den nachfolgenden Beispielen hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit ebenfalls berechnet werden müssen.

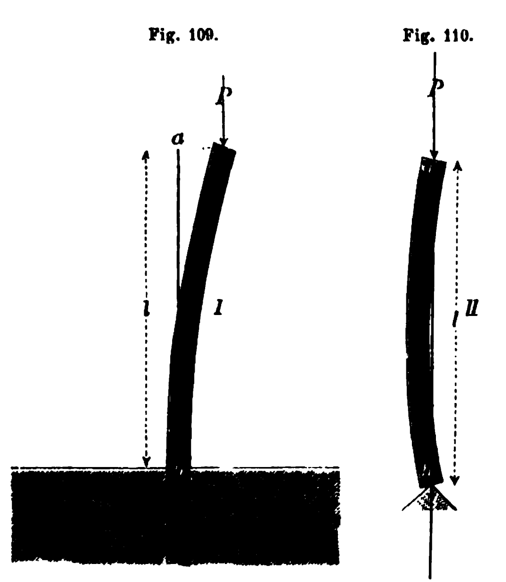
Alle Säulen, Pfeiler u. s. w., welche zur Unterstützung von Trägern dienen, werden auf rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen, d. h. sie haben gegen Zerknicken, event. gegen Zerdrücken Widerstand zu leisten. Ist ihre Höhe nur gering, so erleiden sie unter der Voraussetzung, dafs das Material vollkommen homogen und die Belastung über die ganze Querschnittsfläche gleichmäfsig vertheilt ist, nur eine Zusammendrückung in der Richtung ihrer Längenachse, wobei diese ihre geradlinige und vertikale Richtung beibehält. Bei einer Bruchbelastung wird daher die Stütze, ohne dafs eine Durchbiegung derselben vorangeht, in sich selbst zusammengedrückt.

Ueberschreitet aber die Höhe der Stütze eine bestimmte Grenze, so ist bei einer gröfseren Belastung zu befürchten, dafs die Längenachse derselben nicht mehr senkrecht bleibt, dafs sie vielmehr eine seitliche Ausbiegung erleidet, in Folge deren möglicherweise ein Zerknicken stattfindet.

In Nachstehendem geben wir daher für Säulen, Pfeiler, überhaupt für beliebige Stützen allgemein gültige Formeln in Bezug auf den

Widerstand gegen das Zerknicken.

Es hängt dieser Widerstand, abgesehen von dem Material, sowohl von den Querschnittsdimensionen und der Höhe der Stütze, als auch wesentlich von der Befestigungsart ihres Kopf- und Fufsendes ab. Mit Rücksicht hierauf lassen sich folgende 4 Fälle unterscheiden:



I. Die Stütze ist am Fufsende unwandelbar befestigt, am Kopfe jedoch frei beweglich, Fig. 109.

II. Beide Enden der Stütze stehen frei auf, sind jedoch gezwungen, in der ursprünglichen Achse ab, Fig. 110, vertikal über einander zu verbleiben.

III. Das eine Ende ist unwandelbar befestigt, das andere steht zwar frei auf, kann jedoch aus der vertikalen Achse ab, Fig. 111, nicht heraustreten.

IV. Beide Enden der Stütze sind unwandelbar befestigt und gezwungen, in der ursprünglichen Achse ab, Fig. 112, zu bleiben.

Die Belastungen, welche einem Bruche nahe liegen oder diesen bereits zur Folge haben, werden in allen 4 Fällen mittelst der Formel berechnet:

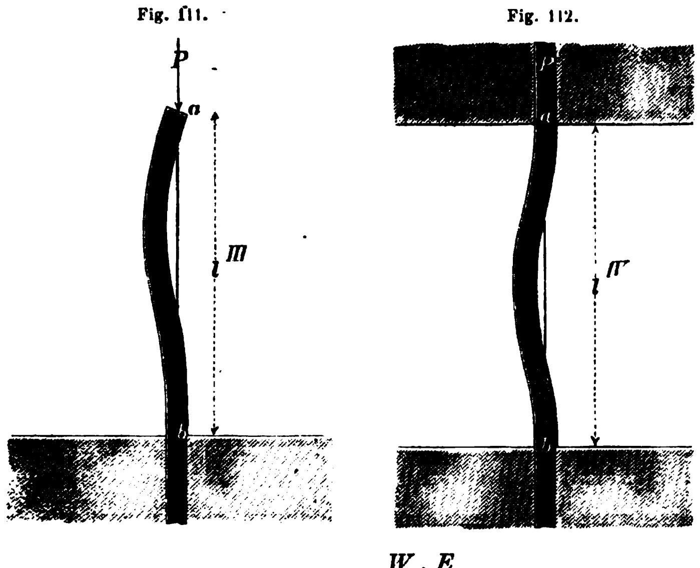


Fig. 111. Fig. 112.

$$Max.\ P = \alpha \frac{W.E}{l^2}.$$

Hierin bezeichnet l die Höhe der Stütze und α einen, von der Befestigungsart derselben abhängigen constanten Coefficienten; und zwar ist:

in dem Falle I $\alpha = \frac{\pi^2}{4} = \frac{5}{2}$

\- - - II $\alpha = \pi^2 = 10$

\- - - III $\alpha = 2\pi^2 = 20$

\- - - IV $\alpha = 4\pi^2 = 40$.

Behufs Ermittelung der sicheren Tragfähigkeit P der Stütze darf man jedoch nur einen aliquoten, durch den Grad der Sicherheit bestimmten Theil von jener obigen, die Bruchbelastung darstellenden Formel in Anrechnung bringen. Es wird daher die sichere Belastung einer Stütze durch die Formel ausgedrückt:

$$P = \frac{\alpha}{n} \frac{W.E}{l^2},$$

wobei unter n für gewöhnliche Fälle die Zahl 6 zu verstehen ist.

Es fragt sich hierbei zunächst, welche von den verschiedenen 4 Voraussetzungen in der Praxis des Hochbaues gewöhnlich vorliegt und für die Berechnung als mafsgebend zu erachten ist. Man dürfte wohl im Allgemeinen keinen Fehlgriff thun, wenn man auf den Fall III recurrirt, insofern der mit einer gröfseren Grundplatte und mit angegossenen Rippen versehene Säulenfufs mit Recht als fest eingespannt betrachtet werden kann, wobei zugleich bei einer guten Verankerung der, über der Säule befindlichen Belastung die Achse derselben als »geführt« erscheint. Nur in solchem Falle, wo die Säulen, durch verschiedene Zwischenetagen einzeln durchgreifend, ohne wesentliche Verbreiterung der Berührungsfläche mit ihren Schaften unmittelbar übereinander stehn, wird man mit Rücksicht auf gröfsere Sicherheit die in II ausgesprochene Bedingung ($\alpha = 10$) als zutreffend zu erachten haben.

Unter der Voraussetzung, welche dem Fall III zu Grunde liegt, ist für α der Werth 20 einzuführen.

Für eine volle gufseiserne Säule mit dem Durchmesser d und der Höhe l ergiebt sich daher als sichere Belastung

$$1)\ P = \frac{20}{6} \cdot \frac{1}{4}\pi \cdot \frac{1}{16} d^4 \cdot \frac{140000}{l^2}\ \text{Ctr.}$$

$$= \text{rot. } 22900 \cdot \frac{d^4}{l^2}\ \text{Ctr.}$$

Hierbei sind die Dimensionen der Säule, d und l, in Zollen auszudrücken.

Wenn diese Dimensionen dagegen durch das Decimalmafs in Centimetern gegeben werden, so ergiebt sich

$$2)\ P = \frac{20}{6} \cdot \frac{1}{4}\pi \cdot \frac{1}{16} d^4 \cdot \frac{1000000}{l^2}$$

$$= 160000 \cdot \frac{d^4}{l^2}\ \text{kil.}$$

Dieser Ausdruck giebt die sichere Belastung in Kilogrammen.

Bei hohlen, gufseisernen Säulen mit den bezüglichen Durchmessern d' und d'' geschieht die Berechnung ihrer sicheren Belastung im ersten Falle durch die Formel

$$1)\ P = 22900 \cdot \frac{d'^4 - d''^4}{l^2}\ \text{Ctr.},$$

und im anderen Falle, wenn das Centimetermafs zu Grunde liegt, durch die Formel

$$2)\ P = 160000 \cdot \frac{d'^4 - d''^4}{l^2}\ \text{kil.}$$

Man ersieht aus diesen Formeln, dafs die Tragfähigkeiten voller Säulen, unter sonst gleichen Bedingungen, sich direct wie die Biquadrate ihrer Durchmesser und umgekehrt wie die Quadrate ihrer Höhen verhalten.

Die Kosten der eisernen Säulen berechnen sich nach ihrem Gewicht, und zwar wird bei hohlen Säulen der Centner, der früher incl. Modellkosten ca. mit 4 Thlr. bezahlt wurde, bei den inzwischen erheblich gesteigerten Eisenpreisen jetzt mit $5\frac{1}{2}$ Thlr. veranschlagt. Dieser Preis bezieht sich meistens nur auf Säulen mit glattem Schaft; gufseiserne kannelirte Säulen stellen sich pro Ctr. etwa auf $5\frac{3}{4}$ Thlr. Die dabei in Anwendung kommenden, extra gegofsenen Fufs- und Kopfplatten kosten pro Ctr. ca. 5 Thlr.

Die nachfolgenden beiden Tabellen enthalten in übersichtlicher Zusammenstellung das annähernde Gewicht der Säulen — und hiermit indirekt auch ihre Kosten —, sowie ihre zulässige Belastung bei ca. 6facher Sicherheit. Bei Aufstellung des Eigengewichts der Säulen ist angenommen, dafs sie eine geschwungene Kopfform erhalten, dafs sie ferner mit einer Basis von 30 bis 60cm Höhe und entsprechend gröfserer Wandstärke, sowie mit einer Kopf- und Fufsplatte versehen werden sollen.

Tabelle
für volle gufseiserne Säulen.

Höhe der Säulen.	Durchmesser der Säulen in Centimetern. 10,4		13,0		15,6		18,3		20,9	
	Gewicht.	Belastung.	Gewicht.	Belastung.	Gewicht.	Belastung.	Gewicht.	Belastung.	Gewicht.	Belastung.
Meter	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.	Ctr.
2,510	4,12	680,5	5,88	1661,5	8,03	3445,3	10,56	6382,8	13,50	10888,9
2,824	4,61	537,7	6,59	1312,8	9,01	2722,2	11,86	5043,2	15,16	8603,5
3,138	5,10	435,5	7,30	1063,3	9,99	2205,0	13,16	4085,0	16,83	6968,9
3,452	5,59	359,9	8,01	878,8	10,97	1822,3	14,45	3376,1	18,49	5759,4
3,766	6,08	302,4	8,72	738,4	11,95	1531,2	15,75	2836,8	20,15	4839,5
4,079	6,57	257,7	9,43	629,2	12,92	1304,7	17,04	2417,1	21,81	4123,6
4,392	7,06	22 ,2	10,14	542,5	13,90	1125,0	18,34	2084,2	23,48	3555,6
4,705	7,55	193,5	10,85	472,6	14,88	980,0	19,64	1815,5	25,14	3097,3
5,018	8,04	170,1	11,56	417,6	15,86	861,3	20,93	1604,4	26,80	2722,2

Hinsichtlich der nachstehenden zweiten Tabelle wäre die Bemerkung voranzuschicken, dafs die Wandstärke der hohlen Säulen nothwendig von dem äufseren Durchmesser derselben abhängig sein mufs; es ist daher für die schwächsten Säulen, deren äufserer Durchmesser 10,4 Centimeter beträgt, bis zu einer Höhe von 3^{m}766 eine Wandstärke von 1,3 Centim. und für die stärksten Säulen mit einem Durchmesser von 20,9 Centim. eine solche von 2,5 Centim. vorausgesetzt worden.

Tabelle
für hohle gufseiserne Säulen.

Höhe der Säulen	Aeufserer Durchmesser der Säulen in Centimetern. 10,4			13,0			15,6			18,3			20,9		
	Wandstärke.	Gewicht.	Belastung.	Wandstärke.	Gewicht.	Belastung.	Wandstärke.	Gewicht.	Belastung.	Wandstärke.	Gewicht.	Belastung.	Wandstärke.	Gewicht.	Belastung.
Meter.	Ctm.	Ctr.	Ctr.	Ctm.	Ctr.	Ctr.	Ctm.	Ctr.	Ctr.	Ctm.	Ctr.	Ctr.	Ctm.	Ctr.	Ctr.
2,510	1,3	2,35	465,2	1,6	3,20	1135,9	1,6	3,92	2091,9	2	5,31	3590,4	2,5	8,00	7250,9
2,824	»	2,52	367,6	»	3,45	897,5	»	4,25	1652,9	»	5,80	3121,3	»	8,68	5727,9
3,138	»	2,69	297,7	»	3,70	727,0	»	4,58	1338,8	»	6,28	2528,2	»	9,37	4639,1
3,452	»	2,86	246,0	»	3,95	600,8	»	4,91	1106,5	»	6,75	2089,4	»	10,06	3865,8
3,766	»	3,03	206,7	»	4,20	504,8	2	6,55	1043,6	»	7,25	1755,7	»	10,75	3220,8
4,079	1,6	3,75	200,1	»	4,45	430,2	»	6,96	889,6	»	7,73	1496,0	»	11,43	2745,5
4,392	»	3,96	172,5	»	4,70	370,9	»	7,37	767,3	»	8,20	1289,9	»	12,12	2368,1
4,705	»	4,17	150,3	»	4,95	323,1	»	7,78	668,6	»	8,69	1123,6	»	12,81	2063,5
5,018	»	4,38	132,1	»	5,20	283,9	»	8,20	587,8	»	9,18	987,6	»	13,50	1814,1

In der Praxis des Hochbaues liegt nun eigentlich der umgekehrte Fall vor, insofern es sich in der Regel darum handelt, durch Rechnung zu ermitteln, welchen Durchmesser eine volle Säule bei gegebener Belastung, oder welche

Wandstärke eine **hohle** Säule bei gegebenem äufseren Durchmesser und bei einer als bekannt vorausgesetzten Belastung erhalten mufs. — Mit Bezug hierauf ist es erforderlich, nach Mafsgabe der jedesmaligen Belastung, das **Trägheitsmoment der Querschnittsform** einer beliebig gewählten Stütze zu berechnen. Indem wir dabei die in III vorausgesetzte Befestigungsart zu Grunde legen, ergiebt sich

a) für gufseiserne Stützen:

$$P = \frac{20}{6} \cdot W \cdot \frac{140000}{l^2} \text{ Ctr.},$$

hieraus folgt abgerundet:

$$1) \quad W = \frac{Pl^2}{466500}.$$

Die Belastung P ist hierin in Centnern und die Höhe l der Stütze in Zollen auszudrücken.

Wird aber das Decimalmafs zu Grunde gelegt, ist P in Kilogrammen, l in Centimetern gegeben, so findet man aus

$$P = \frac{20}{6} \cdot W \cdot \frac{1000000}{l^2}$$

$$2) \quad W = \frac{3Pl^2}{10000000}.$$

Die Berliner Baupolizei-Behörde will den Querschnitt der gufseisernen Stützen nach dem Ausdruck

$$W = \frac{Pl^2}{1650000}$$

berechnet haben. Diese Formel giebt bei bedenklichen Eisenstärken eine 10- bis 12fache Sicherheit, die unter gewöhnlichen Verhältnissen unnöthig ist und überdies zu theuer bezahlt werden mufs.

b) für schmiedeeiserne Stützen:

$$1) \quad W = \frac{Pl^2}{933200}.$$

Hierin ist P wieder in Centnern und l durch Zolle des alten preufsischen Mafses auszudrücken.

Für das Decimalmafs ergiebt sich dagegen

$$2) \quad W = \frac{3Pl^2}{2 \cdot 10000000}.$$

Was den Werth von W für hölzerne Stützen anbetrifft, so wäre zunächst zu bemerken, dafs die letzteren wohl in den seltensten Fällen mit ihrem Fufsende als fest eingeklemmt betrachtet werden können, da ihnen meistens die, für diese Voraussetzung erforderliche Fufsplatte mit der nothwendigen Aussteifung derselben fehlt. Man dürfte daher der Wahrheit am nächsten kommen, wenn man bei der Berechnung einer solchen Stütze hinsichtlich ihrer Befestigungsweise den Fall II zu Grunde legt, und demgemäfs für α den Werth 10 einführt. Unter dieser Voraussetzung ergiebt sich dann

c) für hölzerne Stützen:

$$P = \frac{10}{6} \cdot W \cdot \frac{15000}{l^2} \text{ Ctr.},$$

und hieraus

$$1) \; W = \frac{Pl^2}{25000},$$

worin P in Centnern und l in den alten Zollen auszudrücken ist.

Sind P und l in Kilogrammen, resp. in Centimetern gegeben, so wird

$$2) \; W = \frac{6Pl^2}{1000000}.$$

Um in einigen Beispielen die unter a), b), c) aufgestellten Formeln zu benutzen, wählen wir folgende Aufgaben:

Erste Aufgabe.

Der Querschnitt eines hölzernen Ständers sei quadratisch; die Höhe desselben sei 10′ und seine Belastung 150 Ctr. Wie grofs ist die Seite b des Querschnitts zu nehmen? —

Wenn wir die erste der unter c) befindlichen Formeln in Anwendung bringen, so ergiebt sich

$$W = \frac{1}{12} b^4 = \frac{150 \cdot 10 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 12}{25000}$$

$$b = \sqrt{1037} = 5{,}6''.$$

Benutzen wir aber die andere der unter c) aufgestellten Formeln, so wird, da

$$150 \text{ Ctr.} = 7500^k, \text{ und}$$
$$10' = 313{,}8 \text{ Centim.}$$

$$\frac{1}{12} b^4 = \frac{6 \cdot 7500 \cdot 313{,}8^2}{1000000},$$

hieraus

$$b = 15{,}1 \text{ Centim.}$$

Zweite Aufgabe.

Eine volle gufseiserne Säule sei 3^m766 hoch und werde mit 35000^k belastet, wie grofs wird ihr Durchmesser zu nehmen sein? —

Es ist nach der Formel 2) für gufseiserne Stützen

$$\frac{1}{4} \pi r^4 = \frac{3 \cdot 35000 \cdot 376{,}6^2}{10000000};$$

hieraus

$$r = 6{,}59 \text{ Centim.},$$

mithin der Durchmesser der Säule

$$d = 13{,}18 \text{ Centim}$$

Dritte Aufgabe.

Eine hohle gufseiserne Säule von 15,6 Centim. äufserem Durchmesser und von 4^m707 Höhe werde mit 30000^k belastet, wie grofs ist ihre Wandstärke zu nehmen? —

Es ist hier nach derselben Formel

$$\frac{1}{4}\pi(r'^4 - r''^4) = \frac{3 \cdot 30000 \cdot 470,7^2}{10000000};$$

da nun

$$r' = 7,8 \text{ Centim.},$$

so ergiebt sich

$$3701 - r''^4 = \frac{36 \cdot 470,7^2}{3,141 \cdot 1000};$$

hieraus

$$r'' = 5,8 \text{ Centim.}$$

Es ist daher die gesuchte Wandstärke

$$r' - r'' = 2 \text{ Centim.}$$

Säulen, deren Wandstärke weniger als 1^{cm} beträgt, sind nicht zu empfehlen, da sie erfahrungsmäfsig, und zwar besonders dann, wenn sie plötzlichen Stöfsen ausgesetzt sein sollten, zuweilen schon auf dem Transporte durchreifsen.

Es ist namentlich bei nicht sehr hohen Säulen, die unter dem Drucke einer gröfseren Belastung stehen, durchaus erforderlich, stets zu untersuchen, ob der Querschnitt derselben mit der, für den Zerknickungswiderstand ausreichenden Wandstärke auch grofs genug ist, um rückwirkend der gegebenen Belastung Widerstand zu leisten. Der von der Querschnittsfläche mit Sicherheit getragene Druck beträgt allgemein

$$\pi(r'^2 - r''^2)\, 500^k,$$

unter 500 den auf den □ Centimeter der Fläche bezogenen Modul des Gufseisens gegen Druck verstanden. Indem wir in dem vorliegenden Falle für r' und r'' die obigen Werthe substituiren, ergiebt sich ein zulässiger Druck von

$$\pi(7,8^2 - 5,8^2)\, 500$$
$$= 42704^k.$$

Die vorausgesetzte Belastung beträgt jedoch nur 30000^k.

Hiernach bleibt nun noch zu ermitteln übrig, bei welcher Höhe der Säule eine gleich grofse Wahrscheinlichkeit vorliegt, dafs sie bei eintretender Bruchbelastung zerknickt, resp. in ihrem Querschnitt zerdrückt werde. Um unter dieser Prämisse das Verhältnifs des Durchmessers der Säule zur Höhe derselben zu erhalten, setze man die Bruchbelastungen in beiden Fällen gleich.

Für eine volle gufseiserne Säule mit der in III. vorausgesetzten Befestigungsweise ergiebt sich alsdann

$$20 \cdot \frac{1}{4}\pi r^4 \cdot \frac{1000000}{l^2} = r^2\pi \cdot 4000^*);$$

*) Die Zahl 4000 bezeichnet das 8fache des Sicherheitscoefficienten gegen Druck.

hieraus

$$\frac{r^2}{l^2} = \frac{4000}{5000000},$$

$$\frac{r}{l} = \frac{1}{35}, \text{ und}$$

$$\frac{d}{l} = \frac{2}{35}.$$

Die oben gedachte Voraussetzung dürfte also bei einer vollen, an ihrem untern Ende fest eingespannten, gufseisernen Säule eintreten, deren Höhe etwa dem 18-fachen ihres Durchmessers gleich ist. — Bei einer vollen gufseisernen Säule, die hinsichtlich ihrer Befestigungsweise zu dem unter II. aufgeführten Falle gehört, würde eine gleiche Wahrscheinlichkeit gegen Zerknicken und Zerdrücken vorliegen, wenn das Verhältnifs des Durchmessers zur Höhe = 1 : 9 ist. Ein ähnliches Resultat würde zich bei hohlen Säulen mit Berücksichtigung ihrer verschiedenen Befestigungsart ergeben.

Aus den obigen, für Zerknickungsfestigkeit aufgestellten Formeln geht hervor, dafs die Tragfähigkeiten von Stützen in directem Verhältnifs zum Trägheitsmoment ihrer Querschnitte stehen; hieraus ist schon an sich einleuchtend, dafs eine hohle Säule, im Vergleich zu einer anderen mit massiver Querschnittsform, bei gleichem Materialaufwande und unter sonst gleichen Bedingungen den entschiedenen Vorzug verdient. — Denken wir beispielsweise eine volle Säule mit dem Halbmesser 5,2 Centim. und für eine hohle Säule die Bedingung aufgestellt, dafs ihr Querschnitt bei einer Wandstärke von 1,9 Centim. gleich dem der ersteren sein soll, so findet sich zunächst der äufsere Halbmesser y der hohlen Säule aus der Gleichung

$$\pi \cdot 5{,}2^2 = \pi \left\{ y^2 - (y - 1{,}9)^2 \right\}$$

$$y = 8 \text{ Centim.}$$

Es verhalten sich daher die Tragfähigkeiten beider Säulen mit Bezug auf ihren Widerstand gegen Zerknicken, wie

$$\frac{1}{4}\pi \cdot 5{,}2^4 : \frac{1}{4}\pi\,(8^4 - 6{,}1^4),$$

oder wie

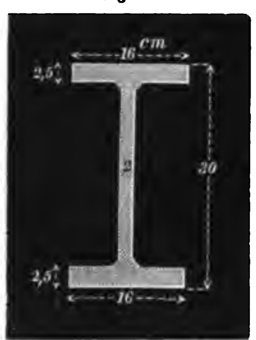
$$4 : 15.$$

Nach diesen in aller Kürze vorangeschickten Bemerkungen über Zerknickungs-Widerstand berechnen wir nun, nach Mafsgabe des verschiedenen Belastungszustandes, die

Tragfähigkeit gufseiserner Träger.

1) Ein gufseiserner Träger mit dem symmetrisch T-förmigen Querschnitt der Fig. 113 liege von Mitte zu Mitte seiner Auflager in einer Länge von 2^m35 frei auf; es soll die gleichmäfsig vertheilte Belastung berechnet werden, welche derselbe mit Sicherheit trägt.

Fig. 113.



Das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts ist

$$\frac{W}{e} = \frac{1}{6 \,.\, 30}\,(16 \,.\, 30^3 - 14 \,.\, 25^3)$$
$$= 1184{,}72 \,\ldots\ldots$$

Indem wir nun pro $\square^{cm}$ der am stärksten gezogenen Faser eine Zugspannung von 250^k zulassen, ergiebt sich

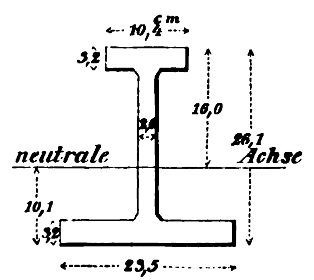
$$1184{,}72 \,.\, 250 = \frac{Q \,.\, 235}{8},$$

und hieraus

$$Q = 10082^k 723.$$

2) Der Querschnitt eines gufseisernen Trägers sei unsymmetrisch T-förmig mit den in Fig. 114 eingeschriebenen Zahlenwerthen. Der Träger, dessen freitragende Länge $1^m 883$ beträgt, liege an beiden Enden frei auf und werde gleichmäfsig mit 9000^k, aufserdem aber in seiner Mitte mit 3800^k belastet. Es entsteht hierbei die Frage, ob und in welchem Grade der Träger die erforderliche Sicherheit darbietet.

Fig. 114.



Da sich hier *a priori* nicht beurtheilen läfst, ob derselbe den Bedingungen einer gleichen stabilen Festigkeit genügt, so wäre zunächst nach Mafsgabe der Lage der neutralen Achse zu untersuchen, in welcher Weise der Bruch des Trägers bei eintretender Bruchbelastung erfolgt. Mit Bezug auf Seite 38 und die dabei zu Grunde liegende Bezeichnungsweise ist:

$$x' = \frac{2{,}6 \,.\, 19{,}7^2 - 10{,}4 \,.\, 3{,}2^2 + 23{,}5 \,.\, 3{,}2^2 + 2 \,.\, 23{,}5 \,.\, 19{,}7 \,.\, 3{,}2}{2\,(2{,}6 \,.\, 19{,}7 + 10{,}4 \,.\, 3{,}2 + 23{,}5 \,.\, 3{,}2)}$$
$$= 12{,}8\,;$$

daher wird

$$x' + h' = 12{,}8 + 3{,}2 = 16.$$

Dieser Werth, welcher den Abstand der am meisten gedrückten Faser von der neutralen Achse bezeichnet, ist aber kleiner als $\frac{2}{3}$ der ganzen Trägerhöhe, denn für diesen Werth ergiebt sich

$$\frac{2}{3} \,.\, 26{,}1 = 17{,}4.$$

Es folgt hieraus, dafs der Querschnitt des Trägers den Bedingungen einer gleichen stabilen Festigkeit nicht genügt; bei einer bis zum Bruch fortgesetzten Belastung tritt die Grenze der Elasticität zuerst in der am meisten gezogenen Faser ein; der Abstand derselben von der neutralen Achse beträgt

$$26{,}1 - 16{,}0 = 10{,}1.$$

Mit Rücksicht hierauf drückt sich das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts aus durch

$$\frac{W}{e'} = \frac{1}{3}(10,4 \,.\, 16^3 - 7,8 \,.\, 12,8^3 + 23,5 \,.\, 10,1^3 - 20,9 \,.\, 6,9^3)\frac{1}{10,1}$$
$$= \frac{14530}{10,1}.$$

Es ist aber das Moment der äufseren Kräfte

$$M = \frac{Ql}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{l}{4}\left(\frac{Q}{2} + P\right).$$

Substituiren wir hierfür die gegebenen Zahlenwerthe und bezeichnen wir die, aus diesem Moment hervorgehende Belastung der äufsersten Faser pro □ Centimeter mit y, so ergiebt sich

$$\frac{14530}{10,1} \,.\, y = \frac{188,3}{4}(4500 + 3800),$$

hieraus

$$y = \frac{188,3 \,.\, 8300 \,.\, 10,1}{4 \,.\, 14530} = 271^k5.$$

Diese Spannung übersteigt aber bereits die pro □ Centim. zulässige Belastung und es wäre daher zweckmäfsig, die in der Mitte des Trägers angreifende Einzelkraft 3800^k auf 3300^k zu ermäfsigen. In diesem Falle ist dann:

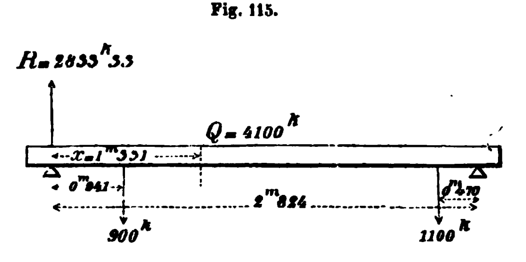
$$y = \frac{188,3 \,.\, 7800 \,.\, 10,1}{4 \,.\, 14530} = 255^k2,$$

oder pro □ Millimeter

$$y' = 2^k55.$$

3) Die freitragende Länge eines gufseisernen Trägers betrage von Mitte zu Mitte der Auflager 2^{m}824. In einer Entfernung von 0^{m}941 vom linken Stützpunkte, vergl. Fig. 115, werde der Träger mit 900^k, in einer Entfernung von 0^{m}470 vom rechten Stützpunkte mit 1100^k, und gleichmäfsig vertheilt in seiner ganzen Länge werde derselbe mit 4100^k (incl. Eigengewicht) belastet. Es fragt sich nun, wie grofs unter diesen Umständen das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts zu nehmen ist, und welche Dimensionen der letztere erhalten mufs, damit bei der gegebenen Belastung des Trägers eine ausreichende Sicherheit stattfindet.

Fig. 115.



Um die Lage der Bruchstelle zu ermitteln, berechne man zunächst die Reaktion des linken Stützpunktes, nämlich:

$$R = 2050 + \frac{1100 \,.\, 0,470 + 900 \,.\, 1,883}{2,824}$$
$$= 2833^k33.$$

Bezeichnen wir den Abstand des Bruchquerschnitts vom linken Stützpunkte mit x, so ergiebt sich der Werth hierfür aus der Gleichung

$$2833^k33 - 900^k - \frac{4100}{2,824} . x = 0,$$

hieraus:

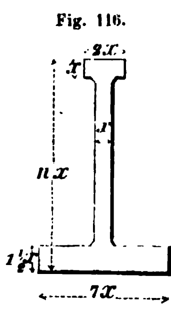
$$x = 1^m331.$$

Für diesen Querschnitt ist nun das absolute Maximum des Biegungsmomentes

$$2833,33 . 133,1 - 900 . 39 - \frac{4100}{282,4} . \frac{133,1^2}{2}$$

$$= 213412 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Fig. 116.



Dieses Moment erfordert aber ein Widerstandsmoment des Querschnitts von

$$\frac{W}{e'} = \frac{213412}{250} = 853,6.$$

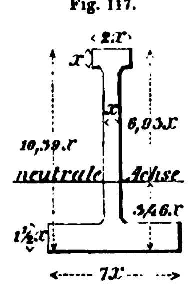
Der Träger mufs selbstverständlich einen Querschnitt von gleichem Widerstande erhalten. Wir legen daher nebenstehendes Querschnittsverhältnifs der Fig. 116 zu Grunde, wobei die Stärke der Vertikalrippe, gleich der Stärke der oberen Flansche, als Einheit angenommen wird. Mit Rücksicht auf die eben ausgesprochene Bedingung ergiebt sich der Werth von n aus der Gleichung:

$$nx^2 . \frac{nx}{2} + x^2\left(nx - \frac{x}{2}\right) + 6x . \frac{3}{2}x . \frac{3}{4}x = (nx^2 + x^2 + 6x . 1\tfrac{1}{2}x) \frac{1}{3} nx;$$

hieraus findet sich

$$n = 7 \pm \frac{1}{2} \sqrt{46} = 7 \pm 3,39.$$

Fig. 117.



Lassen wir das positive Vorzeichen gelten, so erhält der Träger eine Höhe von

$$10,39x.$$

Für jeden beliebig zu wählenden Werth von x ergeben sich Träger von gleicher stabiler Festigkeit mit jedesmal verschiedenen Höhen und selbstverständlich mit einem verschiedenen Widerstandsmoment ihres Querschnitts. Es käme also nun darauf an, denjenigen Werth von x zu ermitteln, für welchen der Trägerquerschnitt das oben berechnete Widerstandsmoment erhält. Hierzu dient die Gleichung, vergl. Fig. 117,

$$\frac{W}{e'} = \frac{\frac{1}{3}\left\{2x(6,93x)^3 - x(5,93x)^3 + 7x(3,46x)^3 - 6x(1,96x)^3\right\}}{3,46x} = 853,6,$$

oder

$$\frac{(2 . 6,93^3 - 5,93^3 + 7 . 3,46^3 - 6 . 1,96^3)\, x^3}{10,38} = 853,6$$

$$x = \sqrt{12,623} = 2,3 \text{ Centim.}$$

Indem wir diesen Werth in den obigen Trägerquerschnitt substituiren, erhält derselbe die in Fig. 118 hineingeschriebenen Dimensionen.

Fig. 118.

Der mit einem solchen Querprofil versehene Träger ist ein Träger von gleichem Widerstande und genügt auch den, hinsichtlich der Gröfse des Widerstandsmomentes an ihn gestellten Bedingungen.

4) Ein einfach T-förmiger Träger soll an beiden Enden frei aufruhen und eine gleichmäfsig vertheilte Belastung von 121 Ctr. tragen. Bei den in Fig. 119 — ausnahmsweise im alten Zollmafs — angegebenen Querschnittsdimensionen des Trägers und einer frei tragenden Länge desselben von 10′ soll die Breite x der horizontalen Flansche so ermittelt werden, dafs der Träger die ihm zugedachte Belastung mit Sicherheit zu tragen im Stande ist.



Fig. 119.

Da bei der unbekannten Breite der Flansche auch die Lage der neutralen Achse unbestimmt ist, so läfst sich ohne Weiteres nicht beurtheilen, ob die unterste, oder aber die oberste Faserschicht zuerst die Elasticitätsgrenze erreicht. Gehen wir vorläufig von der Annahme aus, dafs dieser Zustand zunächst in der untersten Faserschicht eintritt, so wäre das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts nach der Formel zu berechnen:

$$\frac{W}{e'} = \frac{(bh^2 - b'h'^2)^2 - 4bhb'h'(h - h')^2}{6(bh^2 + b'h'^2 - 2b'hh')};$$

hierin bezeichnet

$$b = x, \qquad b' = x - 1$$
$$h = 9'', \qquad h' = 8''.$$

Diese Werthe eingesetzt, geben

$$\frac{W}{e'} = \frac{\{81x - 64(x-1)^2\}^2 - 4 \cdot 8 \cdot 9 \cdot x(x-1)}{6\{81x + 64(x-1) - 2 \cdot 8 \cdot 9(x-1)\}}$$

$$= \frac{x^2 + 2464x + 4096}{6x + 480}.$$

Demnach ist mit Rücksicht auf die gleichmäfsig vertheilte Belastung des Trägers

$$121 = 8 \cdot \frac{x^2 + 2464x + 4096}{6x + 480} \cdot \frac{35}{10 \cdot 12},$$

woraus sich ergiebt

$$x^2 + 2153x - 20795 = 0, \text{ und}$$

$$x = -1076 + \sqrt{1076^2 + 20795} = 9''.$$

Mit diesem Werthe läfst sich nun die Lage der neutralen Achse ermitteln; es ist nämlich:

$$\frac{e^2}{2} = \frac{9e'^2}{2} - \frac{8\,(e'-1)^2}{2}, \text{ und}$$

$$e = 9 - e',$$

daher

$$\frac{e'}{h} = \frac{89}{306} < \frac{1}{3}.$$

Es ist demnach

$$\frac{WT}{e'} > \frac{WT'}{e},$$

und daher die soeben gestellte Voraussetzung unrichtig.

Man könnte nun den Werth von x dadurch finden, dafs man, ganz analog wie vorhin, den Werth $\frac{W}{e}$ entwickelt und die Gleichung

$$\frac{W \,.\, T'}{e} = \frac{Ql}{8}$$

nach x auflöst. Es dürfte jedoch zweckmäfsiger sein, die Höhendimension des Trägers etwas zu vergröfsern, weil derselbe dann mit geringerem Materialaufwande die verlangte Tragfähigkeit erhält. Setzt man nun

$$h = 9 + y, \text{ und } h' = 8 + y,$$

so ergiebt sich für y eine Gleichung vierten Grades, die man am einfachsten näherungsweise löst. Nimmt man dabei probeweise $y_1 = 1$, und berechnet man mit diesem Werthe die Tragfähigkeit des Trägers, so wird:

$$\frac{W}{e} = \frac{(900 - 8 \,.\, 81)^2 - 4 \,.\, 81 \,.\, 80}{6\,(900 - 8 \,.\, 81)} = 24{,}86,$$

und hiermit

$$Q_1 = \frac{8 \,.\, 24{,}86 \,.\, 70}{10 \,.\, 12} = 117{,}92 < 121 \text{ Ctr.}$$

Da der Werth von y_1 noch etwas zu klein angenommen, so setzen wir jetzt

$$y_2 = 1{,}5$$

und erhalten

$$\frac{W}{e} = \frac{(9 \,.\, 110{,}25 - 8 \,.\, 90{,}25)^2 - 4 \,.\, 9 \,.\, 10{,}5 \,.\, 8 \,.\, 9{,}5}{6\,(9 \,.\, 110{,}25 - 8 \,.\, 90{,}25)} = 27{,}25,$$

und hiermit die Tragfähigkeit

$$Q_2 = \frac{8 \,.\, 27{,}25 \,.\, 70}{10 \,.\, 12} = 127{,}12, \text{ also} > 121 \text{ Ctr.}$$

Da jetzt y_2 wieder etwas zu hoch gegriffen war, so ermitteln wir den richtigen Werth näherungsweise nach der bekannten Interpolationsformel

$$Q_2 - Q_1 : Q - Q_1 = y_2 - y_1 : y - y_1, \text{ also}$$

$$y = 1 + \frac{308 \,.\, 0{,}5}{920} = 1{,}17''.$$

Es sind daher für den Träger folgende Querschnittsdimensionen zu nehmen:

$$b = 9'' \qquad b' = 8''$$
$$h = 10{,}17'' \qquad h' = 9{,}17''.$$

5) Ein gufseiserner Träger, der bei einer freitragenden Länge von 2^m516 an beiden Enden frei aufliegt, werde mit 3000^k gleichmäfsig belastet. In einem Abstande von 0^m627 vom linken, und in einem Abstande von 0^m826 vom rechten Stützpunkte haben beziehungsweise die Kräfte 1400^k und 2250^k ihren Angriffspunkt, vergl. Fig. 120; aufserdem wirke noch in der Mitte des Trägers eine Einzellast von 1000^k. Wenn nun die Querschnittsform des Trägers die in Fig. 121 eingeschriebenen Dimensionen in Centimetern enthält, welche Sicherheit bietet dieser Träger gegen Bruch dar?

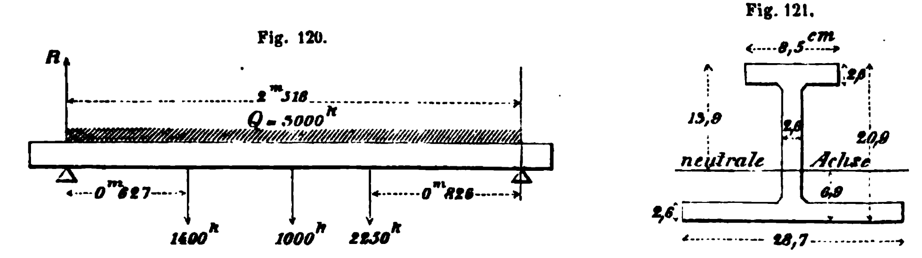


Fig. 120. Fig. 121.

Es ergiebt sich hier als Reaktion des linken Stützpunktes

$$R = 1500 + 500 + \frac{2250 \,.\, 0{,}826 + 1400 \,.\, 1{,}889}{2{,}516}$$
$$= 3789^k7.$$

Wie ersichtlich, existirt an keiner Stelle des Trägers ein absolutes Maximum des Biegungsmomentes. Das relative Maximum liegt in der Mitte, also im Angriffspunkte der 1000^k, und drückt sich aus durch

$$M = 3789{,}7 \,.\, 125{,}8 - 1400 \,.\, 63{,}1 - 1500 \,.\, \frac{125{,}8}{2}$$
$$= 294050 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Das gewählte Querschnittsprofil des Trägers erfüllt die Bedingungen einer gleichen stabilen Festigkeit, und es ist daher, unter x diejenige Belastung verstanden, mit der jeder □ Centim. des Querschnitts der äufsersten Faser unter den zu Grunde gelegten Bedingungen einer Zugspannung zu widerstehen hat:

$$\frac{1}{3}\left\{8{,}5 \,.\, 13{,}9^3 - 5{,}9 \,.\, 11{,}3^3 + 28{,}7 \,.\, 6{,}9^3 - 26{,}1 \,.\, 4{,}3^3\right\}\frac{x}{6{,}9} = 294050;$$

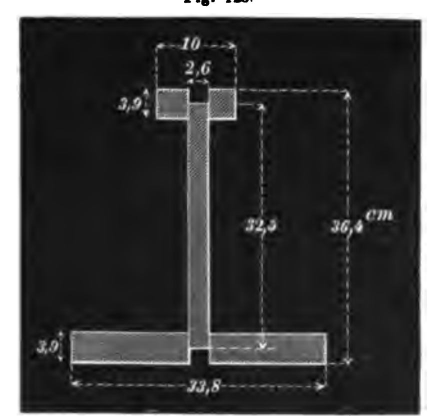
$$x = \frac{294050 \,.\, 20{,}7}{21662} = 280^k9.$$

Es überschreitet somit die Belastung den pro □ Centim. zulässigen Werth und der Träger genügt daher nicht mit vollkommener Sicherheit.

6) Der Belastungszustand eines gufseisernen Trägers stelle sich, wie in Fig. 122 angegeben dar. Die zu Grunde gelegten Querschnittsdimensionen desselben, Fig. 123, geben ihm die Eigenschaft einer gleichen stabilen Festigkeit. Es soll die aus der vorliegenden Belastung resultirende gröfste Druckspannung x pro □cm der äufsersten Faserschicht berechnet werden, worin zugleich ein Mafsstab für die Sicherheit des Trägers implicite enthalten ist.

Fig. 122.

Fig. 123.



Es beträgt das gröfste Moment für die Mitte des Trägers

$$M = 10000 . 55 + 1800 . 110 + 1000 . 50$$
$$= 798000 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Ferner ergiebt das Widerstandsmoment des Querschnitts nach der allgemeinen Formel

$$\Sigma \, \mathfrak{s} \, . \, df \, . \, y$$

den Werth von

$$7,4 \, . \, 3,9 \, . \, x \, . \, 32,5 + 32,5 \, . \, 2,6 \, . \, \frac{x}{2} \, . \, \frac{2}{3} \, . \, 32,5 - 32,5 \, . \, 2,6 \, . \, \frac{x}{4} \, . \, \frac{1}{3} \, . \, 32,5 \, .$$
$$= 1625,22x.$$

Hieraus folgt

$$1625,22x = 798000. \text{ und}$$
$$x = 491^{k}0.$$

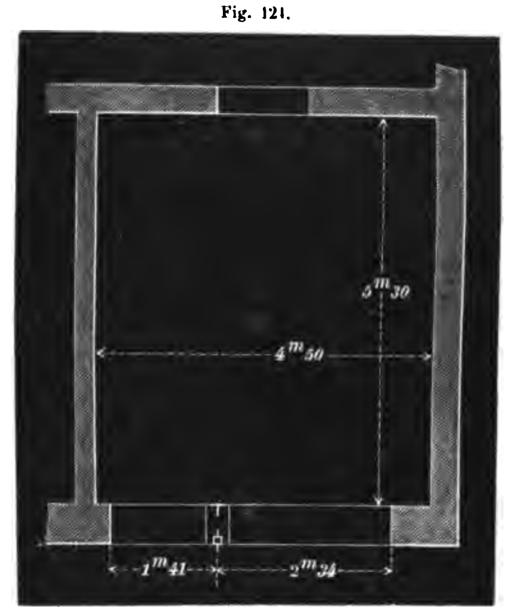
7) Eine Schaufenster-Anlage, vergl. den Grundrifs, Fig. 124, enthalte eine Schaufensteröffnung von $2^{m}34$ Breite und eine daneben befindliche Eingangsthür, deren Breite $1^{m}41$ beträgt. Beide Oeffnungen sind durch eine gufseiserne Wand w getrennt, welche zur Unterstützung der Frontträger dient; die Weiten jener Oeffnungen sind bis zur Mitte dieser Wand gemessen. Die gufseisernen Träger sollen paarweise nebeneinander verlegt werden, und zwar über der Schaufensterfläche in gröfseren, über der Eingangsthür in kleineren Querschnittsdimensionen. Aufser dem Erdgeschofs enthalte das Gebäude noch 3 Etagen, deren Höhe in aufsteigender Skala, und zwar von Oberkante zu Oberkante der Balken gemessen, beziehlich $4^{m}10$, $3^{m}75$ und $3^{m}45$ beträgt. Die Drempelwand sei $1^{m}57$ und das Erdgeschofs im Lichten 4^{m} hoch. Es betrage ferner

die Mauerstärke in der 1. Etage . . 2 Stein = 51 Centim.
» » » » 2. und 3. Etage $1\frac{1}{2}$ » = 38 »
» » der Drempelwand . . 1 » = 25 »

Die Tiefe des Ladenraumes werde auf 5^m30 angenommen.

Was zunächst die beiden, über der Schaufensteröffnung frei verlegten Träger anbetrifft, so sollen diese mit Rücksicht darauf, dafs die Fensteröffnungen gerade über ihrer Mitte liegen, als gleichmäfsig belastet angesehen werden, eine Annahme, die allgemein üblich ist, und in solchem Falle auch als gerechtfertigt erscheint. Bei den über der Eingangsthür befindlichen Trägern, über welchen die Fenster seitlich verschoben liegen, würde jedoch jene Voraussetzung zu einem kaum annähernd richtigen Resultate führen.

Fig. 121.



A. Träger über der Schaufensteröffnung.

Die Summe der Widerstandsmomente ihrer Querschnitte ergiebt sich aus der Gröfse ihrer Belastung. Die beiden Träger haben zu tragen:

a) Das über ihnen befindliche Frontmauerwerk.

Da das Gewicht eines Kubikmeters auf 1600^k = 32 Ctr. angenommen werden kann, so beträgt diese Belastung in ganzer Höhe der Front incl. Drempelwand, vergl. Fig. 125 und 126:

$$1600 \cdot 2{,}34\,(0{,}51 \cdot 4{,}36 + 0{,}38 \cdot 3{,}75 + 0{,}38 \cdot 3{,}45 + 0{,}25 \cdot 1{,}57)$$
$$= 20034^k144.$$

Hiervon sind die 3 übereinander liegenden Fensteröffnungen mit den, zu den beiden oberen Fenstern gehörigen Brüstungen in Abzug zu bringen. Die durch die Brüstung des untersten Fensters bewirkte Entlastung kommt ausschliefslich dem nach Innen verlegten Träger zu Gute. Der erwähnte Abzug beträgt:

$$\left\{1{,}10 \cdot 2{,}19\,(0{,}51 + 0{,}38) + 0{,}94 \cdot 0{,}38 \cdot 1{,}88 + 0{,}13 \cdot 0{,}78 \cdot (1{,}25 + 1{,}10)\right\}1600$$
$$= 4856^k800.$$

Hiernach beträgt die Belastung durch das volle Frontmauerwerk

$15177^k344.$

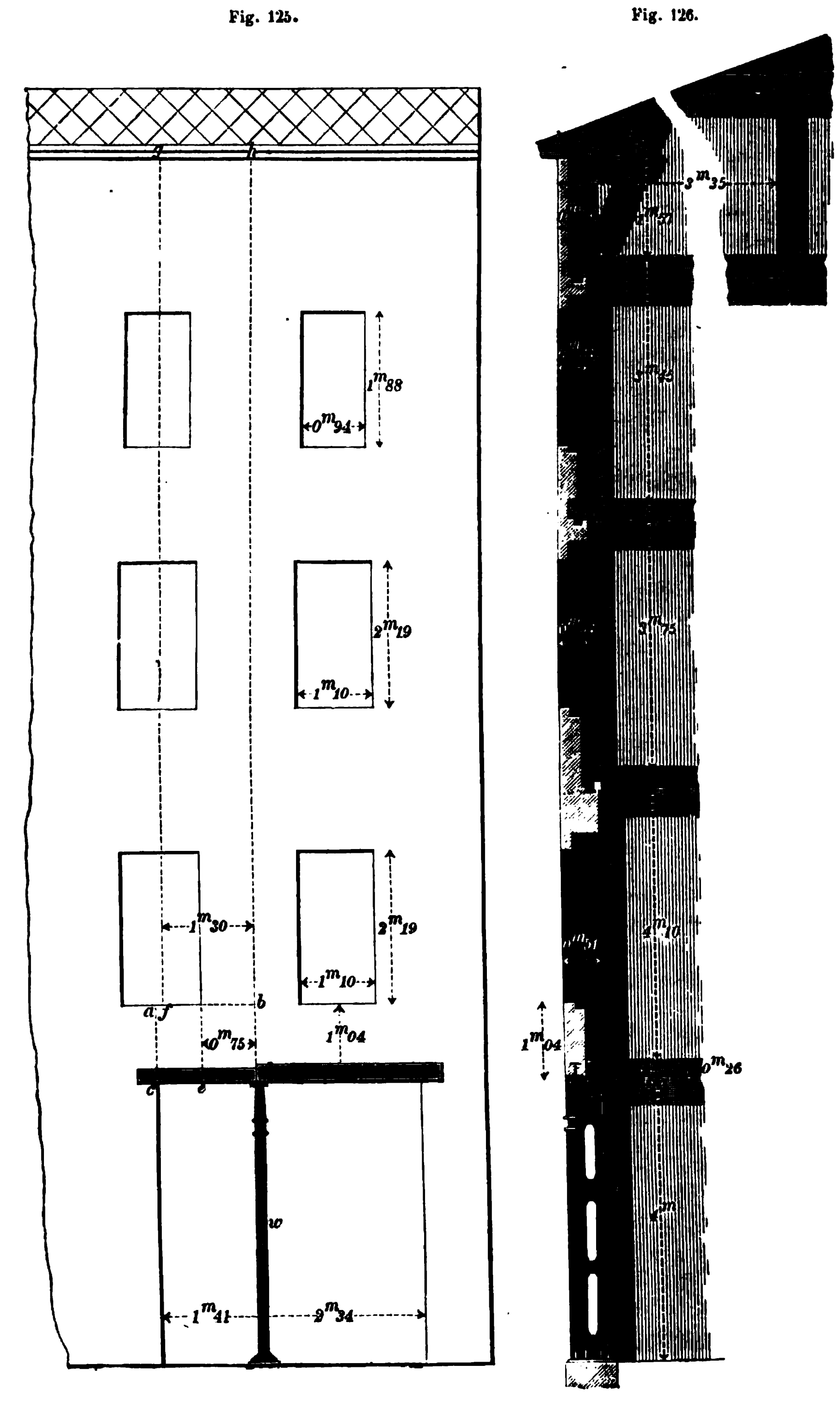
b) Den betreffenden Theil der Balkenlage mit der darauf ruhenden variablen Belastung.

Die beiden Träger unterstützen gemeinschaftlich den entsprechenden Theil der drei obersten Balkenlagen. Da dieser Druck pro □ Meter auf 500^k angenommen werden kann, so beträgt derselbe im Ganzen

$2{,}34 \cdot 500\,(2 \cdot 2{,}77 + 2{,}89) = \ldots\ldots$ $9863^k10.$

Latus 25040^k444

Fig. 125. Fig. 126.



Transport 25040^k444

c) Den betreffenden Theil des Daches mit dem darauf wirkenden Schnee- und Winddruck.

Man kann für die Gröfse dieses Druckes durchschnittlich die Hälfte von der unter b) zu Grunde gelegten Belastung in Rechnung stellen, also pro □Meter der Dachfläche

$$250^k.$$

Diese Belastung wird durch den untersten, der Traufe zunächst befindlichen Theil der Dachfläche hervorgerufen, unter Umständen aber auch durch einen der Binderstiele, die nach Mafsgabe ihrer verschiedenen Stellung und der Lage der Binderbalken die von ihnen aufgenommene Dachlast theilweise auf die Frontmauer übertragen. Ob und in wie weit jene Binderstiele auf die Belastung der Träger von Einflufs sind, hängt aber von so vielfachen Bedingungen ab, dafs sich eine bestimmte Angabe hierin ohne detaillirt vorliegende Zeichnungen kaum machen läfst. Indem wir daher von diesen Stielen ganz abstrahiren, ziehen wir nur die durch den untersten Theil der Dachfläche entstehende Belastung in Betracht. Es sei dabei angenommen, dafs die Binderstiele in einem Abstande von 3^m35 von der Frontmauer aufgestellt sind; demnach ergiebt sich eine Belastung von

$$2{,}34 \cdot \frac{3{,}35}{2} \cdot 250^k \;\ldots\ldots\ldots\; 979^k875$$

Summa 26020^k319.

Es trägt daher jeder der beiden Träger eine Last von 13010^k159.

Der innere Träger erfährt durch die Balken des Erdgeschosses eine Vermehrung, durch die Brüstung des hier befindlichen Fensters eine Verminderung seiner Belastung.

Die durch jene Balken hervorgerufene Mehrbelastung beträgt

$$2{,}34 \cdot 2{,}65 \cdot 500 = \ldots\ldots\ldots\; 3100^k5.$$

Dagegen ist die aus der Brüstung entstehende Entlastung, bei einer Stärke der ersteren von 1 St. = 25 Centim.

$$1{,}25 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}78 \cdot 1600 = 390^k.$$

Die Differenz beider Summen ergiebt für den inneren Träger einen Zuwachs der Belastung von

$$2710^k5,$$

und es beläuft sich daher seine Totalbelastung auf

$$13010^k159 + 2710^k5 = 15720^k659.$$

Da dieselbe, wie bereits oben bemerkt, als gleichmäfsig vertheilt angesehen werden kann, so bedingt sie bei einer freitragenden Länge des Trägers von 2^m34 ein Widerstandsmoment des Querschnitts von

$$\frac{W}{e} = \frac{15720{,}659 \cdot 234}{8 \cdot 250} = 1839{,}31.$$

Der Träger soll die Querschnittsform der Fig. 127 erhalten, der zugleich der

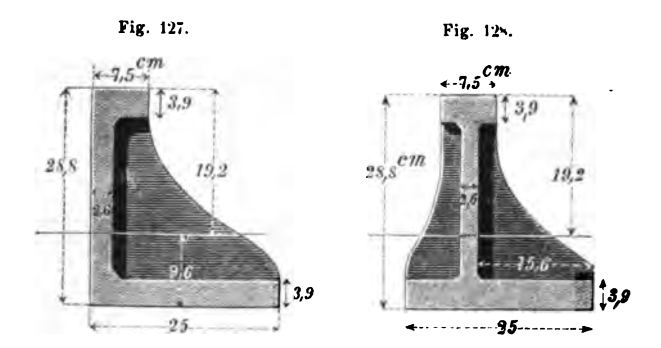


Fig. 127. Fig. 128.

Bedingung eines gleichen Widerstandes entspricht. Das Widerstandsmoment dieses Querschnitts ist:

$$\frac{W}{e} = \frac{1}{3 \cdot 9,6} (7,5 \cdot 19,2^3 - 4,9 \cdot 15,3^3 + 25 \cdot 9,6^3 - 22,4 \cdot 5,7^3)$$
$$= 1857,79.$$

Der Träger bietet daher eine grofse Sicherheit dar, vorausgesetzt, dafs auch die Möglichkeit einer seitlichen Durchbiegung desselben ausgeschlossen bleibt. Da die gewählte Winkelform jedoch hierfür keine volle Garantie leistet, so würde der in Fig. 128 dargestellte Trägerquerschnitt einen entschiedenen Vorzug verdienen.

Der äufsere Träger könnte mit Rücksicht auf seine scheinbar geringere Belastung etwas schwächer werden; jedoch wäre andererseits nicht unbeachtet zu lassen, dafs der Hauptdruck des Mauerwerks, in Anbetracht der fast in jeder Etage verschiedenen Schwerpunktsachse desselben, unzweifelhaft mehr nach aufsen rückt, sodafs der hier verlegte Träger mindestens denselben Querschnitt erhalten mufs, wie solcher für den inneren Träger berechnet worden.

Die Länge des Endauflagers der Träger in dem Pfeilermauerwerk ergiebt sich aus dem Auflagerdruck

$$\frac{15720^k659}{2} = 7860^k329.$$

Wenn nun der Pfeiler, wie füglich nicht anders zu erwarten, aus den besten Steinen in Cement aufgeführt wird, so ist pro □ Centim. der Auflagerfläche mit Sicherheit ein Druck von mindestens 10^k zulässig. Unter y die Länge des Endauflagers verstanden, ergiebt sich daher

$$25 \cdot 10 \cdot y = 7860^k329, \text{ hieraus}$$
$$y = 31,44 \text{ Centim.}$$

B. Träger über der Eingangsthür.

Was die beiden, in der Länge $c\,d = 1^m41$ frei zu verlegenden Träger anbetrifft, so werden diese theils gleichmäfsig, theils ungleichmäfsig belastet. Als gleichmäfsig vertheilte Belastung tritt das, in der Ansicht mit $a\,b\,c\,d$ bezeichnete Mauerwerk, und für den inneren Träger aufserdem noch der Druck der Balken-

lage des Erdgeschosses auf. Für diesen letzteren Träger besteht daher jene Belastung

a) aus dem Mauerwerk

$\frac{1}{2} \cdot 1{,}41 \cdot 1{,}04 \cdot 0{,}51 \cdot 1600^k = \ldots\ldots$ 598^k24

b) aus der erwähnten Balkenlage

$1{,}41 \cdot 2{,}65 \cdot 500 =$ 1868^k25

Summa 2466^k49

Die in der Strecke *de* eintretende Mehrbelastung erfolgt durch das Frontmauerwerk, in Breite und Höhe des Rechtecks *bfgh*, ferner durch die drei oberen Balkenlagen und durch das Eigengewicht, incl. zusätzlicher Belastung des betreffenden Antheils vom Dache, und zwar ergiebt sich

a) aus dem Frontmauerwerk

$1{,}30 \cdot 1600\,(3{,}32 \cdot 0{,}51 + 7{,}20 \cdot 0{,}38 + 1{,}57 \cdot 0{,}25) =$ 10027^k68

Hiervon kommt in Abzug:

1) Die Hälfte einer jeden darüber befindlichen Fensteröffnung

$1600 \cdot \left\{0{,}55 \cdot 2{,}19\,(0{,}51 + 0{,}38) + 0{,}47 \cdot 1{,}88 \cdot 0{,}38\right\} =$ 2252^k32

2) Die Hälfte der zu den beiden oberen Fenstern gehörigen Brüstungen

$\frac{1{,}25 + 1{,}10}{2} \cdot 0{,}13 \cdot 0{,}78 \cdot 1600 = \ldots\ldots$ 175^k96

Summa 2428^k28

Die Differenz ergiebt als Belastung durch das Frontmauerwerk

$10027^k68 - 2428^k28 = \ldots\ldots$ 7599^k40

b) aus den Balkenlagen

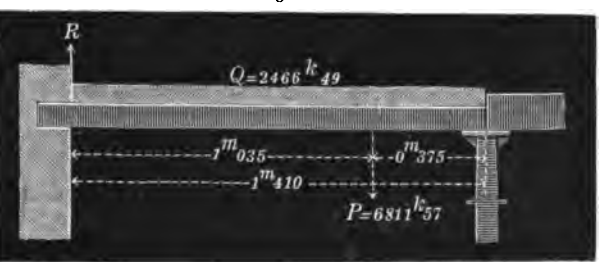
$1{,}30 \cdot 500^k\,(2 \cdot 2{,}77 + 2{,}89) = \ldots\ldots$ 5479^k50

c) aus der Belastung des Daches

$1{,}30 \cdot \frac{3{,}35}{2} \cdot 250^k = \ldots\ldots$ 544^k25

Summa 13623^k15

Fig. 129.



Hieraus resultirt für jeden der beiden Träger noch eine Belastung von

6811^k57.

Es stellt sich daher der Belastungszustand des inneren Trägers in der Weise dar, wie dies aus Fig. 129 zu ersehen.

Nach dem Verhältnifs von P zu Q wäre hier zunächst die Lage der Bruchstelle zu ermitteln; es ist, vgl. Seite 72,

$$\frac{P}{Q} = \frac{6811,57}{2466,49} = 2,76, \text{ und}$$

$$\frac{c-b}{2b} = \frac{0,660}{0,750} = 0,88.$$

Da also

$$\frac{P}{Q} > \frac{c-b}{2b},$$

so liegt die Bruchstelle im Angriffspunkte der Einzelkraft P. Es folgt dies auch schon daraus, dafs mit Berücksichtigung des linken Auflagerdruckes R in keinem Querschnitt des Trägers ein absolutes Maximum des Biegungsmomentes vorhanden ist. Für jenen Querschnitt stellt sich das Moment auf

$$M = 103,5 \,.\, R - \frac{2466,49}{1,41} \,.\, 1,035 \,.\, \frac{103,5}{2}.$$

Hierin ist die Reaktion des linken Stützpunktes

$$R = 1233^k24 + \frac{6811^k57 \,.\, 0,375}{1,41} = 3044^k82.$$

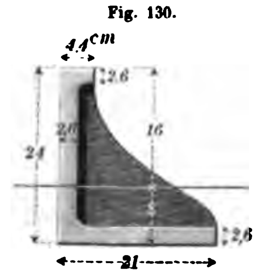
Dieser Werth substituirt, giebt:

$$M = 3044^k82 \,.\, 103,5 - 93693,346$$
$$= 221445,524 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Hierdurch wird ein Widerstandsmoment des Querschnitts bedingt von

$$\frac{221445,524}{250} = 885,78.$$

Fig. 130.



Der in Fig. 130 dargestellte Trägerquerschnitt hat ein Widerstandsmoment von

$$\frac{1}{3 \,.\, 8}(4,4 \,.\, 16^3 - 1,8 \,.\, 13,4^3 + 21 \,.\, 8^3 - 18,4 \,.\, 5,4^3)$$
$$= 897,75,$$

und würde daher eine ausreichende Sicherheit darbieten.

C. Die gufseiserne Wand.

Das Trägheitsmoment der horizontalen Durchschnittsfläche dieser Stütze hängt von der Gröfse ihrer Belastung ab; diese letztere beträgt

a) von den beiden, über der Schaufensteröffnung zu verlegenden Trägern

$$\frac{13010,159 + 15720,659}{2} = 14365^k409.$$

b) von den beiden Trägern über der Eingangsthür

$$\frac{598,24}{2} + \frac{2466,49}{2} + \frac{1,035 \,.\, 13623,15}{1,41}.$$

Es ist daher der Totaldruck

$$14365,409 + 299,12 + 1233,25 + 9999,97$$
$$= 25897^{k}74.$$

Um hiernach das Trägheitsmoment des Horizontalschnitts der Stütze zu ermitteln, dient die früher aufgestellte Formel

$$W = \frac{3\,Pl^2}{10000000},$$

worin P die Belastung und l die Höhe der Stütze bezeichnet. Da $l = 4^m$, so ergiebt sich

$$W = \frac{3 \,.\, 25897,74 \,.\, 400^2}{10000000} = 1243,09.$$

Dafs der für P berechnete Vertikaldruck sich nicht immer gleichmäfsig auf die Kopfplatte der Stütze vertheilt, ist an sich einleuchtend; andererseits bietet aber auch die Beurtheilung dessen, in welcher Weise sich diese Belastung auf die Einzeltheile derselben überträgt, ihre unverkennbare Schwierigkeit dar. Nicht selten wird der äufsere Theil der Stütze, obwohl der hier verlegte Träger durch die Balken des Erdgeschosses unbelastet bleibt, doch mit Rücksicht darauf, dafs der Schwerpunkt des Frontmauerwerks sich entschieden der Aufsenfläche nähert, in höherem Mafse in Anspruch genommen, als dies bei der inneren Rippe, resp. dem inneren Pfeiler der Fall ist. Nehmen wir beispielsweise an, dafs die Belastungen jener beiden Theile sich wie 3 : 2 verhalten, so würden in diesem Verhältnisse auch die Trägheitsmomente w und w' ihrer Querschnitte zu ermitteln sein; es wäre demnach

$$w = \frac{3}{5} \,.\, 1243,09 = 745,85$$

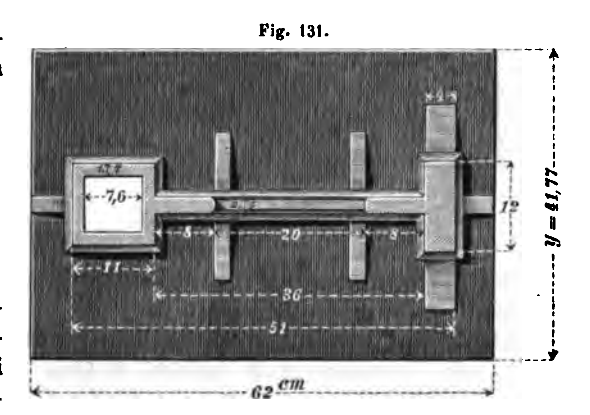
$$w' = \frac{2}{5} \,.\, 1243,09 = 497,23.$$

Bei der, in Fig. 131 dargestellten Horizontalprojektion der gufseisernen Wand ist aber

$$w = \frac{1}{12}\left(11^4 - 7,6^4\right) = 942$$

$$w' = \frac{1}{12}\,4 \,.\, 12^3 = 576.$$

Fig. 131.



Von der durch die durchbrochene Mittelwand eintretenden Verstärkung ist hierbei abstrahirt worden. Es unterliegt nun überhaupt keinem Zweifel, — und dies namentlich bei hohen, sehr schwer

belasteten Stützen — dafs eine symmetrische Grundrifsform mit zwei, an den vertikalen Saumkanten aufsteigenden, hohl gegossenen Pfeilern vor jeder anderen Form den unbedingten Vorzug verdient. Bei Anwendung einer rechteckigen, inneren Aufsteifungsrippe, welche die Stelle des betreffenden Hohlpfeilers vertritt und wie sie auch in Fig. 131 vorausgesetzt worden, wird man daher stets auf einen verstärkten Querschnitt derselben, und zwar um so mehr Bedacht nehmen müssen, als jene Rippe für sich allein, oder auch gemeinschaftlich mit einem Theil der Mittelwand, der Gefahr einer seitlichen Durchbiegung ausgesetzt ist; mit Bezug hierauf bietet der vordere, der Strafse zugekehrte Theil der Stütze eine weit gröfsere Sicherheit dar.

Die Gröfse der Fufsplatte der gufseisernen Wand wird durch die Gröfse des Druckes bestimmt, den dieselbe auf den zugehörigen Banketpfeiler überträgt.

Nehmen wir die Länge der Platte, die mit dem Fufsende der Stütze durch eine gröfsere Zahl von Rippen in Verbindung tritt, auf 62^{cm} an, so ergiebt sich

$$62 \,.\, 10 \,.\, y = 25897^{k}74,$$

und hieraus

$$y = 41{,}77 \text{ Centim.}$$

Die Stärke der Platte ist mit 2,5 Centim. ausreichend.

Anwendung der gufseisernen Träger zur Unterstützung von Front- und Mittelmauern.

Wenn man früher ohne Anwendung von gufseisernen Trägern eine $2^{m}5$ bis 3^{m} weite Thorwegsöffnung horizontal zu überspannen hatte, so bediente man sich folgender Construction:

Fig. 132 u. 133.



In die untere Leibung des scheitrechten Bogens wurden die beiden Schienen *aa*, Fig. 132 und 133, deren Stärke etwa 1 Centim. und deren Breite 2,5 bis 3,5 Centim. betrug, vertieft eingelegt und an einen oberen Entlastungsbogen angehängt; unter diesen Schienen befand sich zu diesem Zweck ein eisernes Querverbindungsstück *b*, welches in der Mitte mit einer Oeffnung versehen war, durch die der Hängebolzen *c* hindurchgesteckt wurde; der letztere erhielt unten einen einfachen, abgerundeten Kopf, oben dagegen über dem Scheitel des Entlastungsbogens eine Oese, welche zur Aufnahme eines Splintes diente. Statt dieses Splintes wäre die Anwendung einer schmiedeeisernen Platte vorzuziehen, deren Gröfse etwa 25 bis 30 Centim. im Quadrat beträgt; dieselbe enthält in ihrer Mitte eine

Oeffnung, durch die der mit einer Oese versehene Hängebolzen hindurchgreift; das feste Antreiben dieser Verbindung geschieht mittelst schmiedeeiserner Keile. Bei zu schwachen Widerlagsmauern tritt für den Stichbogen die Nothwendigkeit einer Verankerung ein. Damit der Entlastungsbogen als solcher seinen Zweck erfüllt, und nicht zu einem Belastungsbogen werde, ist der zwischen ihm und dem scheitrechten Bogen befindliche Zwischenraum erst dann auszumauern, wenn der erstere sich vollständig gesetzt hat; auch ist der gröfseren Vorsicht wegen zwischen dieser Ausmauerung und der unteren Leibung des Entlastungsbogens ein kleiner Zwischenraum zu lassen. Aus demselben Grunde pflegt man den letzteren noch ein- oder zweimal in der Brüstungshöhe der oberen Fenster zu wiederholen. Der Kämpferpunkt dieser Bogen liegt dicht über den Etagebalken, ihr Scheitel im höchsten Punkte der Brüstung.

Die Anwendung von gufseisernen Trägern hat eine wesentliche Vereinfachung jener Construction zur Folge. Zwei von diesen Trägern, die durch genaues Abwägen ihre richtige Lage erhalten, werden an ihren Enden etwa 30 Centim. tief in das Mauerwerk eingelegt und in guten Steinen und Cement fest vermauert. Zwischen den Trägern erfolgt die Ausmauerung in gewöhnlichem Verbande. Soll diese Construction in ihrer äufseren Ansicht einen scheitrechten Bogen darstellen, so bietet die Einwölbung desselben mit hochkantig gestellten Steinen *a* keine Schwierigkeit dar. Diese Voraussetzung liegt der Fig. 134 zu Grunde, wobei *A* den Querdurchschnitt und *B* die äufsere Ansicht darstellt.

Fig. 134 A und B.

Die Fig. 135 und 136 zeigen einen von den beiden gufseisernen Trägern, die der Bedingung eines gleichen Widerstandes genügen müssen, im Querdurchschnitt und in der Vorderansicht nach gröfserem Mafsstabe; dieselben werden sowohl an beiden Auflagerenden, wie auch dazwischen in Entfernungen von 1^m bis 1^m25 mit angegossenen Rippen *bb* versehen, die hauptsächlich den Zweck haben, die Seitensteifigkeit des Trägers zu vergröfsern und sämmtliche Querschnittstheile desselben in einer festen Verbindung zu erhalten; es sind daher diese Verstärkungsrippen gewissermafsen mit den »Aufsteifungen« zu vergleichen, wie sie bei Gitterträgern, bei parabolischen Trägern u. s. w. vorkommen. — Mit Rücksicht auf das, von beiden Trägerenden nach der Mitte hin zunehmende Biegungsmoment eines frei aufliegenden Trägers ist es nicht unzweckmäfsig, auch die Höhe desselben nach dieser Richtung hin zu vergröfsern; man erreicht diesen Zweck dadurch, dafs die Kanten

Fig. 135.

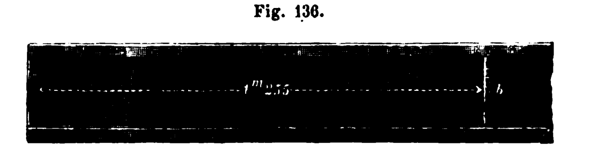


Fig. 136.

der oberen Flansche von beiden Enden nach der Mitte zu in gerader Linie sanft ansteigen, oder auch dadurch, dafs man diese Kanten parabolisch gestaltet. Die Ansichten solcher Träger, von denen der letztere, freilich sehr entfernt, schon auf die parabolische Form der schmiedeeisernen Träger hinweiset, zeigt Fig. 137 *A* und *B*.

Fig. 137 A u. B.



Ist bei einem gufseisernen Träger, der einem ähnlichen Zwecke dient, aus verschiedenen Gründen, etwa wegen vorhandener Schornsteinröhren und dergl., nur ein geringes Endauflager im Mauerpfeiler möglich, so kann dieses — wenn die sonstigen Verhältnisse es gestatten — durch Aufstellung einer gufseisernen Halbsäule verbreitert werden; dieselbe erhält in Abständen von 1^{m} bis $1^{m}5$ durch Steinschrauben ihre Befestigung. Die Fig. 138 und 139 stellen diese Verbindung in der Ansicht und im Grundrifs dar.

Fig. 138.

Fig. 139.

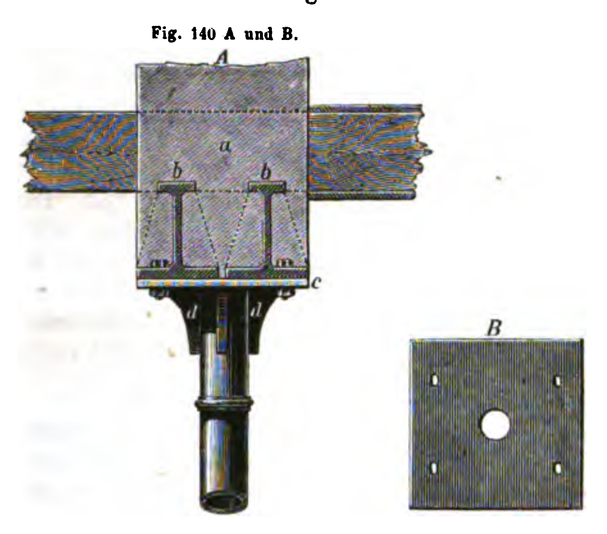


Wenn eine längere, $1\frac{1}{2}$ bis 2 Steine starke Mittelmauer *a*, vergl. die in den Figuren 140 *A* bis *D* dargestellten Verbindungen, durch gufseiserne Träger *bb* getragen werden soll, so sind die letzteren durch Säulen zu unterstützen, die man selbstverständlich in möglichst grofsen Entfernungen aufzustellen pflegt. Bei einer Stärke der Mauer von 1 bis $1\frac{1}{2}$ Steinen genügt in der Regel ein gufseiserner Träger; ist die Mauer jedoch stärker — ein Fall, der seltener vorkommt —, so sind deren zwei erforderlich, die horizontal neben einander verlegt und an den Enden sorgfältig eingemauert werden müssen. Wie grofs auch die Zahl der neben einander zu verlegenden Träger sein mag, so sind sie jedenfalls sämmtlich über den Säulenköpfen zu stofsen, und mit diesen in eine feste Verbindung zu bringen. Hierzu dient die an die Säule angegossene und durch die 4 Rippen *dd*.. unterstütze Kopfplatte *c*, auf der die Trägerenden aufruhen, wobei diese durch je 2 Bolzen ihre Befestigung finden. Um dabei die, durch Temperatureinflüsse hervorgerufenen Längenveränderungen der Träger auszugleichen, pflegt man die Bolzenlöcher in der Säulenplatte elliptisch zu gestalten, während die in der Unterflansche der Träger befindlichen Löcher eine cylindrische Form erhalten.

In Fig. 140 *A* ist ein Querdurchschnitt und in Fig. 140 *B* die Aufsicht auf die Kopfplatte einer Säule dargestellt. Der Abstand der letzteren von einander

richtet sich selbstverständlich nach der Gröfse des Querprofils der Träger und darf durchschnittlich 2m25 bis 2m75 betragen.

Fig. 140 A und B.

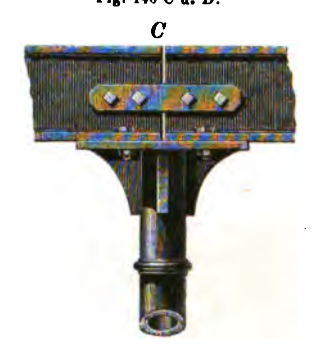


100 50 0 1 meter

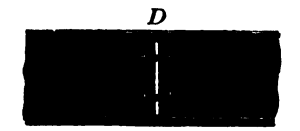
Die Fig. 140 *C* und *D* zeigen ferner, in welcher Weise der Stofs der Träger über den Säulenköpfen ausgeführt werden kann. Im ersteren Falle ist der Stofs stumpf und gewöhnlich verlascht, im anderen Falle werden die Flanschen an den Berührungsstellen der Trägerenden abwärts geführt und direkt verschraubt.

Fig. 140 C u. D.

C



D



Sollen die Etagenbalken, mit Rücksicht auf ein günstigeres Höhenverhältnifs des oberen Geschosses, auf den untern Flanschen der Träger aufruhen, so erhalten diese am besten einen winkelförmigen Querschnitt, vergl. Fig. 141. Die unmittelbar in Berührung tretenden vertikalen Stege sind in Abständen von 1m bis 1m5 untereinander zu verschrauben, und zwar in der Weise, dafs dadurch die Träger in ihrer freien Bewegung nicht gehindert werden; es geschieht dies dadurch, dafs man die Bolzenlöcher in der vertikalen Rippe des einen der beiden Träger in elliptischer Form eingiefst, wodurch in beiden Trägern eine Längenveränderung, wie solche durch Temperatureinflüsse hervorgerufen wird, leicht ermöglicht ist.

Fig. 141.

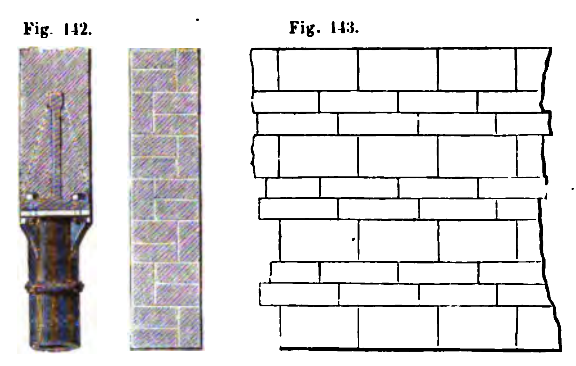
8,9cm
3,9
3,9
37

Damit die Träger wo möglich nur in der Höhe einer Etage durch die Mittelmauer belastet werden, ist es erforderlich, über ihnen einen Entlastungsbogen anzuordnen.

Bei Mauern, die nur 1½ Steine stark, oder selbst noch schwächer sind, genügt zu ihrer Unter-

stützung jedenfalls nur ein *einfacher* gufseiserner Träger. Ist dieselbe eine Scheidemauer, so ist selbst eine Stärke von $\frac{1}{2}$ Stein ausreichend, in welchem Falle sie vorzugsweise durch *gewalzte* T-Eisenträger unterstützt wird.

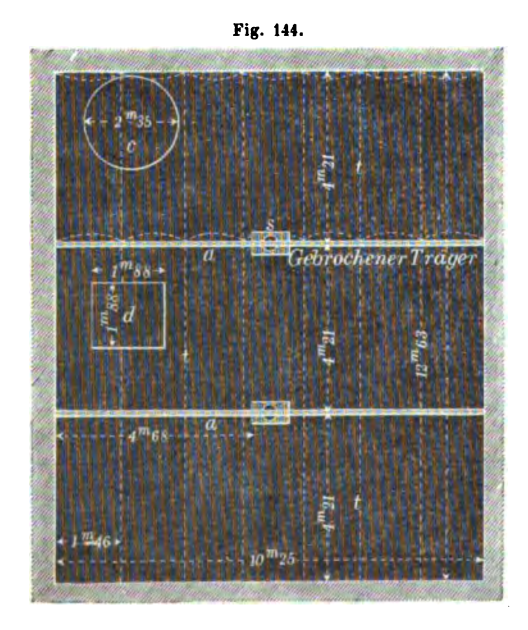
Fig. 142. Fig. 143.



In Fig. 142 ist angenommen, dafs eine solche Mauer eine Stärke von $\frac{1}{4}$ Stein erhalten soll. Die Steine werden alsdann abwechselnd auf der einen und der anderen Seite derselben, vergl. Ansicht und Durchschnitt der Fig. 143, *hochkantig* gestellt, wobei die sich anschliefsenden Schichten im Läuferverbande auftreten.

Wenn gufseiserne Träger, lediglich einer gröfseren Leichtigkeit und Materialersparung wegen, mit *durchbrochener Vertikalrippe* in Anwendung kommen, so ist eine derartige Construction *unter allen Umständen* als *verwerflich* zu betrachten. Denkt man sich nämlich einen Träger von beliebiger Form, parallel zur neutralen Faserschicht, durch unendlich viele Ebenen geschnitten, so werden in allen diesen Parallelebenen horizontale Spannungen hervorgerufen, deren Tendenz auf ein *Verschieben* der über einander befindlichen Faserschichten gerichtet ist und die deshalb *Tangentialspannungen* heifsen; auch versteht man darunter die *horizontale Abscheerungskraft*, welche in Blech- und Gitterträgern die in die Gurtungen eingelegten Niete in Anspruch nehmen. Die Wirkung dieser Kraft äufsert sich aber auch bei allen *durchbrochen gegossenen* Trägern, insofern in den zwischen den Durchbrechungen befindlichen Verbindungsstegen ein *horizontales Kräftepaar*, und mit diesem zugleich ein *Drehungsmoment* entsteht, welches möglicherweise ein Abknicken jener Stege herbeiführen kann. Hinsichtlich der Intensität jener Abscheerungskräfte findet im Allgemeinen das Gegentheil, wie bei den Normalspannungen statt. Während die letzteren für einen beliebigen Querschnitt in der neutralen Faserschicht Null sind und mit der gröfseren Entfernung von derselben proportional zunehmen, wachsen die ersteren in umgekehrtem Verhältnifs und erreichen daher in allen, von der neutralen Achse geschnittenen Fasern ihr Maximum. Derselbe Gegensatz findet bei frei aufliegenden Balken über ihren *Stützpunkten* statt, wo dem Minimum der Normal-

Fig. 144.

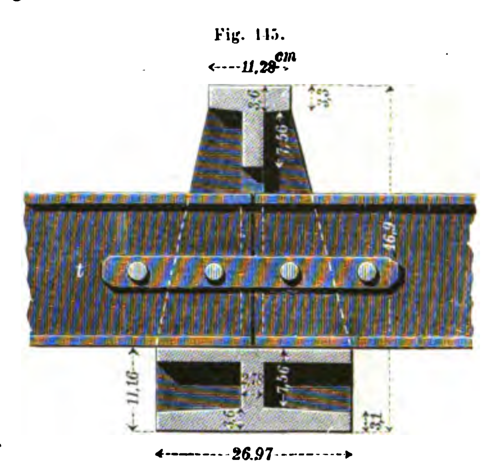


spannungen das Maximum der Tangentialspannung gegenüber tritt. Bei allen Trägern mit durchbrochener Vertikalrippe ist daher der Einflufs der Tangentialspannung um so mehr in Betracht zu ziehen, als auch die Spannungsverhältnisse des Materials, in Folge der ungleichmäfsigen Abkühlung desselben nach vollendetem Gufs, einer erheblichen Beeinträchtigung unterliegen.

Dafs übrigens solche Träger bei der ohnehin so mangelhaften Uebertragung der vertikalen Kräfte zu Katastrophen Veranlassung geben können, ohne dafs das auf Bruchfestigkeit in Anspruch genommene Material die Elasticitätsgrenze überschreitet, hiervon hat ein in Berlin eingetretener Fall einen eclatanten Beweis geliefert. In einer der dortigen, neu aufgeführten Brauereien brach nämlich am 6. November 1868 ein derartig construirter Träger so plötzlich zusammen, dafs dies zugleich einen theilweisen Einsturz der ganzen Decke zur Folge hatte. Die fraglichen Träger *aa*, vergl. den Grundrifs Fig. 144, lagen in der gewölbten Decke eines Sudhauses, welches eine Länge von 12^{m}63 und eine Tiefe von 10^{m}25 hatte; die gestofsenen Enden derselben wurden durch je eine Säule *s* unterstützt, sodafs ihre freie Länge 5^{m}12 betrug. Als Kappenträger dienten die mit *t* bezeichneten, schmiedeeisernen T-Träger, welche durch die Durchbrechungen der Querträger durchgesteckt, hier gestofsen und verlascht wurden. Die Belastung der Decke bestand aufser ihrem Eigengewichte nur aus dem, theilweise mit Wasser gefüllten Fafs *c*, etwa 80 Ctr. schwer, und der Schrotmühle *d*, im Gewichte von etwa 20 Ctr.

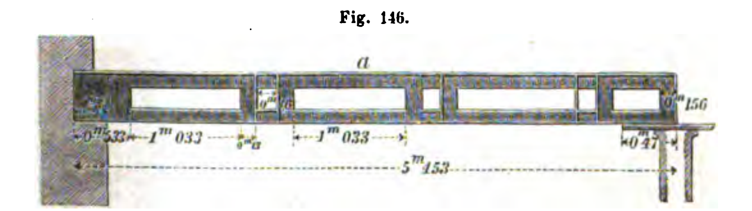
Fig. 145 stellt den Querdurchschnitt durch einen der gufseisernen Träger mit dem innerhalb der Aussparungen ausgeführten Stofs der Kappenträger und Fig. 146 die Ansicht jenes Trägers dar.

Fig. 145.



Was den durch die erwähnten Horizontalkräfte verursachten Bruch des

Fig. 146.



Trägers anbetrifft, so kann dieser entweder in den Querschnitten *be* und *cf*, Fig. 147 *A*, oder aber in den Querschnitten *ab* und *cd* eintreten. Beide Fälle sind durch die Fig. 147 *B* und *C* versinnlicht.

Bei dem Ausbau eines Hauses in der Leipzigerstrafse in Berlin wurden zur Unterstützung der Mittelmauer zwei gufseiserne Winkelträger in einer freitragenden Länge von 4^{m}07 angeordnet und so neben einander gelegt, wie dieses aus Fig. 148 hervorgeht. Fig. 149 zeigt die Seitenansicht des Trägers mit den ange-

gossenen Querwänden *nn*, die sich in Entfernungen von 1^m25 bis 1^m50 wiederholen. Die durch diese Wände abgeschlossenen hohlen Räume ββ wurden zur Aufbewahrung von Gegenständen benutzt; mit γ ist eine flach gelegte Backsteinschicht bezeichnet, auf der die Etagenbalken *c* aufruhen. Eine vortheilhafte Verwendung des Materials ist bei dem zu Grunde gelegten Trägerquerschnitt freilich nicht gut nachzuweisen.



Fig. 147 A, B und C.



In **hervorragender** Weise werden die gufseisernen Träger bei allen **Schaufenster-Anlagen** verwendet, deren lichte Oeffnung das Mafs von 2^m25 bis 2^m75 nicht überschreitet. Da indessen heutzutage **gröfsere** Schaufensterflächen verlangt werden und solche von 4^m5 bis 5^m Breite nicht mehr zu den Seltenheiten

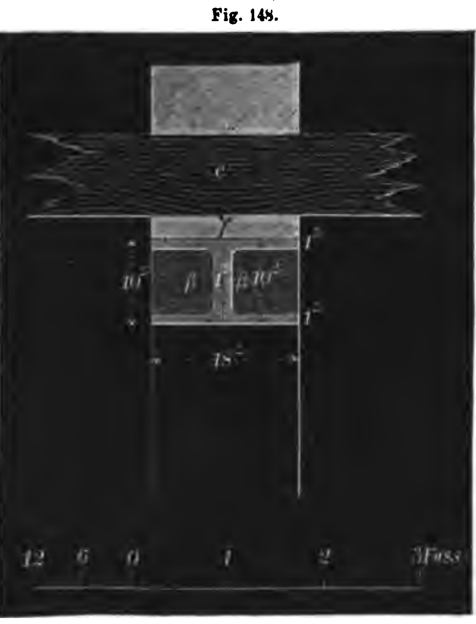


Fig. 148.

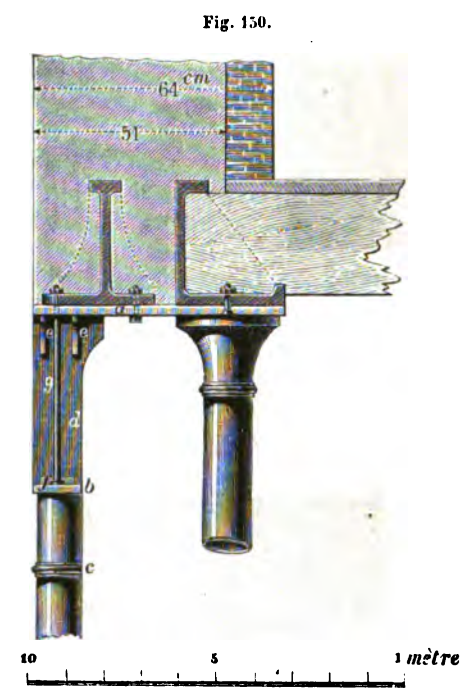


Fig. 149.

gehören, so reichen die gufseisernen Träger bei Anlagen dieser Art nicht mehr aus, weshalb dann die genieteten Träger an ihre Stelle treten. In Paris und anderwärts bedient man sich zu diesem Zweck nur der gwalzten, niemals der gufseisernen Träger.

Die ersten in Anwendung gekommenen Schaufenster erhielten nur sehr bescheidene Dimensionen; man behielt die Fenster im Erdgeschofs in ihrer Breite unverändert bei und begnügte sich nur, dieselben in ihrem unteren Theile auszubrechen und bis zur Fufsbodenhöhe hinabzuführen. Die dadurch gewonnenen Räume reichten aber später nicht mehr aus, alle diejenigen Gegenstände und Luxus-Artikel übersichtlich zu gruppiren, welche die Aufmerksamkeit des Publikums zu fesseln bestimmt sind. Als daher das Eisen in die Praxis des Hochbaues eingeführt wurde, bot sich gleichzeitig hiermit die erwünschte Gelegenheit dar, die Breite der Schaufenster zu vergröfsern und die letzteren mit Rücksicht auf einen vortheilhafteren Lichteffekt in ihrem oberen Theile horizontal abzuschliefsen, was bei solchen Dimensionen unter den alten Verhältnissen unausführbar gewesen wäre. So entstanden Weiten von 2^m5 bis 3^m, ausnahmsweise sogar solche von 4^m25, wie beispielsweise im sogen. »rothen Schlofs« zu Berlin. Diese Schaufenster galten noch vor einigen Jahren als ganz unübertreffliche Gröfsen ersten Ranges, ja, man glaubte sogar, dafs hier die äufserste Grenze der zulässigen Breite bereits überschritten wäre, da es sich ergab, dafs mehrere der kostbaren Spiegelscheiben durch den Stofs des Windes, der hier eine so grofse Angriffsfläche findet, plötzlich eingedrückt wurden. Bei den Neubauten der jüngsten Zeit hat sich indessen das Bedürfnifs nach noch gröfseren Weiten herausgestellt, denn je breiter sich mit der Zeit der Luxus macht, desto mehr mufs dieser — oft recht wundersamen — Geschmacks-Richtung durch die Breite der Schaufenster Ausdruck gegeben werden. Aus der Gröfse ihrer Spiegelflächen läfst sich in der That ein Mafsstab gewinnen für die opulente Ausstattung des ganzen Verkaufs-Lokals und für den Luxus, der sich von dort heraus auf das grofse Publikum überträgt.

Fig. 150.



In Fig. 150 ist der Querdurchschnitt einer Schaufensteröffnung mit Anwendung von gufseisernen Trägern dargestellt: von den letzteren ist der äufsere T-förmig, der innere, der gleichzeitig zur Unterstützung der Balken des Erdgeschosses dient, winkelförmig gedacht. In ihren Zusammenstöfsen ruhen beide auf der Querverbindungsplatte a, die auf den hinter einander gestellten Säulen ihr Auflager findet; von diesen letzteren erhält die vordere in der Höhe bc das aus Gufszink bestehende Kapifäl, welches mittelst Schrauben befestigt wird; über demselben

erhebt sich der an die Säule gegossene und mit den kleinen Rippen *ee* versehene Aufsatz *d*, auf welchem die bereits erwähnte Platte *a* vorne aufruht.

Um einen möglichst günstigen Lichteffekt zu erzielen, giebt man der Schaufensterfläche die äufserst zulässige Höhendimension. Eine Beschränkung hierin wird freilich durch die Nothwendigkeit auferlegt, die Jalousierolle unter den gufseisernen Trägern verdeckt anzubringen. Zu diesem Zweck dient entweder ein, über dem Kapitäl der vorderen Säulen einzuspannender, ½ Stein starker, scheitrechter Bogen, oder eine eben so starke Aufmauerung, die in gewöhnlichem Verbande mit horizontalen Lagerfugen ausgeführt wird. Die Höhe dieses massiven, gewöhnlich friesartig behandelten Abschlusses hängt von dem Durchmesser der aufgerollten Jalousie, i. e. von der Höhe des Schaufensters ab und beträgt etwa 0^m45 bis 0^m55. Je nach dem nun ein scheitrechter Bogen, oder eine gewöhnliche Aufmauerung in Anwendung kommt, erhält der mit *d* bezeichnete gufseiserne Aufsatz beziehungsweise die Form eines Gewölbe-Widerlagers, oder eine gewöhnliche prismatische Gestalt. Diese letztere Annahme liegt dem vorliegenden Falle zu Grunde. Die Unterstützung der massiven Aufmauerung erfolgt in ihrer ganzen Länge durch die Flachschiene *f*, die an beiden Enden auf den vortretenden Kapitälplatten *b* aufruht und in ihrer Mitte, je nach der Weite der Oeffnung, noch einige Male mittelst der Rundstangen *g* an die untere Flansche des vorderen Trägers angehängt wird. Sollte der Kopf derselben die Flansche nicht mehr in der Weise treffen, dafs sich eine ausreichende Befestigung erzielen läfst, so versieht man die letztere an den betreffenden Stellen mit den kleinen, halbkreisförmigen Erweiterungen *k k*, Fig. 151. An ihrem unteren Ende erhalten jene Stangen in ihrer Verbindung

Fig. 151.



Fig. 152.

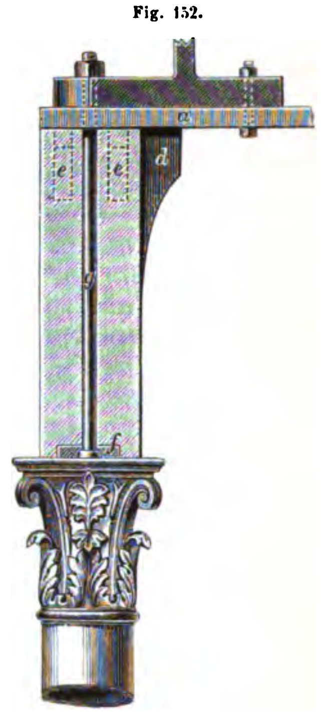
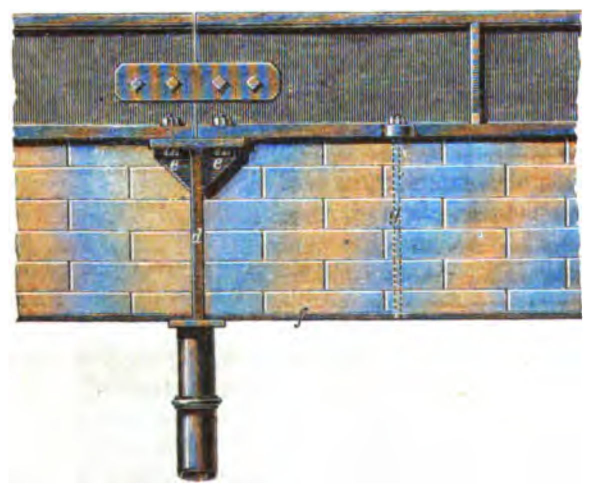


Fig. 153.

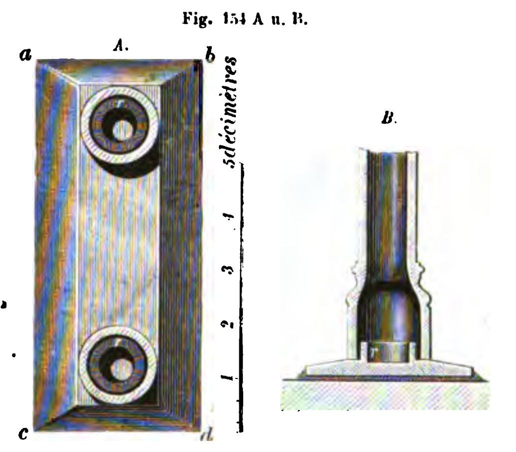


mit der eisernen Schiene einen versenkten Kopf, wie dies aus dem Detail der Fig. 152 hervorgeht.

In Fig. 153 ist ein Theil der Vorderansicht dieser Verbindung dargestellt, die nach den vorangeschickten Bemerkungen keiner weiteren Erläuterung bedarf.

Um den durch die Säulen übertragenen Druck auf eine möglichst grofse Fläche zu vertheilen, stellt man beide auf eine gemeinschaftliche Grundplatte *abcd*, Fig. 154 A, deren Stärke 2,5 bis 3 Centim. beträgt; ihre Längen- und Breitendimension ist dagegen von der Gröfse dieses Druckes abhängig und in der Weise zu berechnen, dafs man unter Anwendung von hart gebrannten Backsteinen und Cement auf jeden □Centim. des Grundmauerwerks eine Belastung von mindestens 10^k zuläfst; steht kein durchaus gutes Material zu Gebote, so würde pro □Centim. nur eine Belastung von 6 bis 7^k in Rechnung zu stellen sein. Einem seitlichen Verschieben des Säulenfufses sucht man dadurch vorzubeugen, dafs man jene Grundplatte an ihrer Oberfläche, entsprechend dem lichten Abstande der beiden Säulen, mit kreisförmigen Ringen *r*, Fig. 154 B, versieht, deren Höhe etwa 6 bis 8 Centim. beträgt; der äufsere Durchmesser derselben ist aber gleich dem lichten Durchmesser des Säulenfufses, damit dieser genau darüber fortgreifen kann.

Fig. 154 A u. B.



Es wäre ferner hierbei zu erwähnen, dafs auf das sorgfältig ausgeglichene Pfeilermauerwerk, welches zur Unterstützung der Grundplatte dient, eine dünn angerührte Cementschicht aufgetragen werden mufs, wodurch die zufälligen Unebenheiten sich ausgleichen und die Platte in allen Theilen ihrer Unterfläche eine gleichmäfsige Unterstützung erhält. Die Nichtbeachtung dieser Vorsicht kann leicht zur Folge haben, dafs die Platte an einzelnen Stellen hohl liegt und daher dem Zerbrechen ausgesetzt ist. Um dies zu vermeiden, versieht man sie auch wohl an ihrer Unterfläche mit angegossenen Kreuzrippen *kk*, Fig. 155, deren Höhe von den Ecken nach der Mitte hin allmählig zunimmt, wie dies aus dem, nach der Linie *mn* gelegten Querdurchschnitt, Fig. 156, hervorgeht. Sollen diese Rippen übrigens den Vortheil darbieten, den man von ihnen erwartet, so liefse sich dies nur dadurch erreichen, dafs man bei Anwendung von Schnittsteinen diagonale Einschnitte in dieselben einarbeitet und in diese die Kreuzrippen vergiefst. In Ermangelung von Schnittsteinen hilft man sich auch in der Weise, dafs man die gufseiserne Platte mit ihren Kreuzrippen ohne Weiteres auf den gemauerten

Fig. 155.

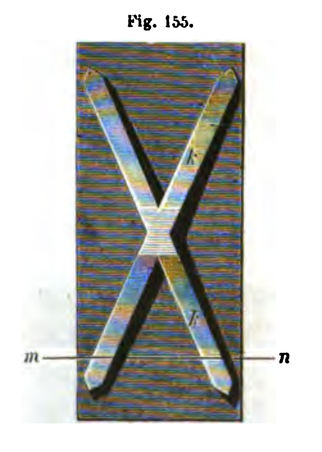
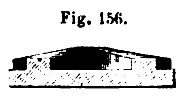


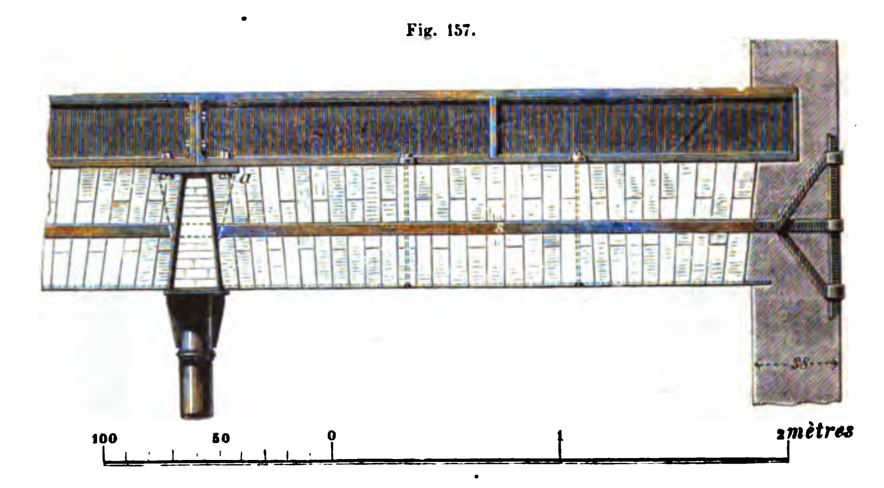
Fig. 156.



Pfeiler auflegt, sie alsdann rings herum durch einen, aus Dachsteinen und Cement hergestellten Rand unterstützt und ihre Unterfläche mit ganz dünnem Cement untergiefst. Ein blofses »Unterzwicken« der Platte mit Steinstücken und Cement mufs indessen als entschieden verwerflich bezeichnet werden, da die Kreuzrippen bei einer so mangelhaften Untermauerung jedenfalls der Gefahr des Zerreifsens ausgesetzt sind, so dafs der eigentliche Zweck derselben völlig verloren ginge.

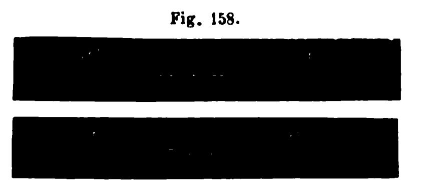
Häufiger findet sich die Schaufenster-Anlage in der Weise ausgeführt, dafs man die aufgewickelte Jalousierolle durch einen scheitrechten, gewöhnlich ½ Stein breiten und 1½ bis 2 Steine hohen Bogen deckt; diese Anordnung zeigt Fig. 157

Fig. 157.



in der Vorderansicht. In der Höhe dieses Bogens ist dann über der abschliefsenden Kapitälplatte der Säule ein hohles Widerlagsstück erforderlich, über welches die Querverbindungsplatte *a* bis über den Kopf der hinteren Säule fortgreift. Auch in diesem Falle bedient man sich zur Unterstützung des scheitrechten Bogens der bereits oben erwähnten Flachschiene, in Verbindung mit den vertikal durchgreifenden Hängestangen. Ist dabei die ganze Vorderfront des Gebäudes von weiten Schaufensteröffnungen vielfach durchbrochen, und sind die Eckpfeiler so schwach, dafs sie dem Schube der Bogen ohne Verankerung nicht widerstehen würden, so mauert man mitten in die Bogen — die dann freilich zweckmäfsiger eine Stärke von 1 Stein erhalten — die hochkantig gestellten Schienen *s* ein; dieselben greifen in der ganzen Front des Gebäudes durch, und verbinden sich an ihren Enden mit einem Splint und aufserdem noch mit zwei schräg ansteigenden kleinen Ankerschienen; die letzteren umfassen an ihrem einen Ende mittelst einer Oese jenen Splint, während sie an ihrem anderen Ende umgekröpft und an die Seitenflächen der Hauptankerschienen genietet werden. Bei einer gröfseren Länge mufs dieser Anker selbstverständlich aus mehreren Stücken bestehen, wie dies die Fig. 158 veranschaulicht.

Fig. 158.

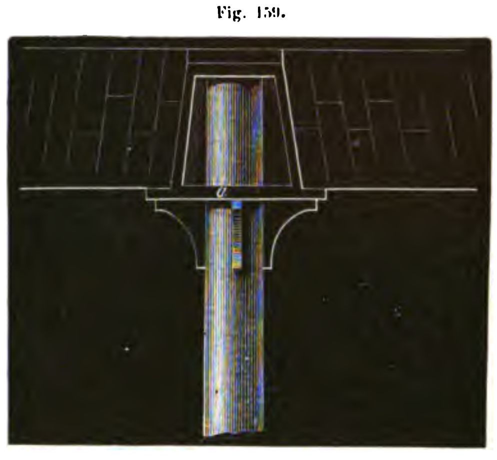


Eine etwas abweichende Form des gufseisernen Widerlagsstückes ist in Fig. 159 dargestellt. Der Säulenschaft setzt sich hier im Innern desselben über

der Kopfplatte *a* fort, und endigt oben in einer kreisförmigen Oeffnung, aus der der Lehmkern nach vollendetem Gufs der Säule sich leicht entfernen läfst.

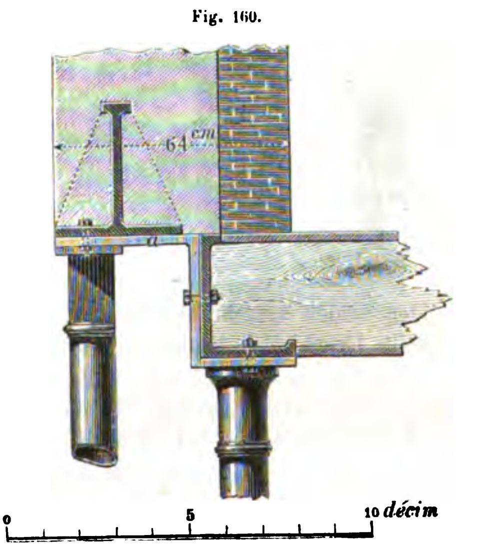
Sollte es bei schwachen Frontmauern an dem nothwendigen Raum zur Unterbringung der Jalousierolle mangeln — ein Uebelstand, der namentlich bei hohen Schaufenstern oft unangenehm hervortritt — so wölbt man den scheitrechten Bogen auch wohl in einer Stärke von ½ Stein ein; dieser auf das Minimum seiner Stärke reducirte Abschlufs bietet aufserdem den Vortheil dar, dafs die Spiegelscheibe des Schaufensters der Aufsenfläche der Frontmauer etwas näher rückt, was für die bessere Beleuchtung des Raumes unter Umständen von Nutzen ist.

Fig. 159.



Während den bisherigen Beispielen die Voraussetzung zu Grunde lag, dafs die beiden gufseisernen Träger das Frontmauerwerk in gleicher Höhe unterstützen, kann es unter gewissen Verhältnissen wünschenswerth erscheinen, den inneren Träger um seine eigene Höhe niedriger anzuordnen. Dieser Fall tritt beispielsweise dann ein, wenn das Geschäftslocal so kleine räumliche Dimensionen hat, dafs in Folge dessen auch eine geringere Höhe desselben zu Gunsten der oberen Etage gerechtfertigt ist. Um dabei die unterbrochene Verbindung der beiden Träger wieder herzustellen, dient das doppelt rechtwinklig gebrochene gufseiserne Querstück *a*, Fig. 160, mit welchem die gestofsenen Trägerenden fest verbolzt werden. Einem Verschieben der Säulenköpfe läfst sich dabei durch kreisförmige Ränder vorbeugen, die, dem lichten Durchmesser des Kopfes entsprechend, an der Unterfläche der Horizontalplatten jenes Querstückes angegossen werden. Fig. 161 zeigt die vordere Ansicht dieser Construction. Hinsichtlich der Rollvorrichtung ist hierbei angenommen, dafs dieselbe, da der Raum zur Unterbringung derselben hier wesentlich beschränkt worden, durch eine, aus der Aufsenfront mehr oder minder vortretende Holzverkleidung gedeckt wird.

Fig. 160.



Eine ähnliche Anordnung zeigt Fig. 162, jedoch mit dem Unterschiede, dafs die Verbindung der beiden Träger durch einen, an die untere Flansche des Hauptträgers angegossenen Lappen *a* bewirkt werden soll. Allerdings möchte die Construction in dieser Weise wohl nur bei geringer Schaufensterhöhe, resp. bei sehr starker Frontmauer ausführbar sein, da der vordere scheitrechte Bogen den, für die Rolle ohnehin

schon beschränkten Raum noch mehr beeinträchtigt. Mit ββ sind hierbei zwei, am eisernen Widerlager angegossene Ränder bezeichnet, zwischen welche die Anfängersteine des scheitrechten Bogens eingreifen.

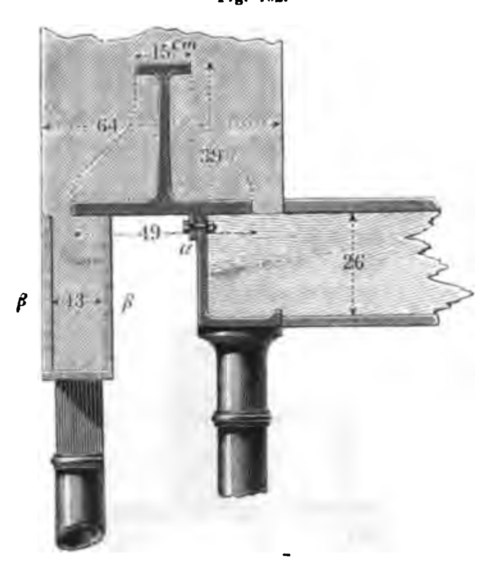
Fig. 161.



Die beiden hinter einander aufgestellten Säulen haben den offenbaren Uebelstand, dafs sie kein unverschiebbar Ganzes bilden und nur selten zu einer gleichen und gemeinsamen Wirkung gelangen. Es ist daher durchaus nothwendig, sie in eine feste Verbindung unter einander zu bringen, damit seitliche Stöfse, Erschütterungen u. s. w., denen eine von ihnen ausgesetzt sein sollte, in ihrer Totalwirkung günstiger übertragen werden.

Eine sehr häufig vorkommende Verbindung geschieht in der Weise, dafs man an die Säulen, und zwar correspondirend gegenüber, je einen Lappen angiefst und mit diesen eine dazwischen passende Flachschiene verschraubt. Diese Befestigung wiederholt sich in der ganzen Säulenhöhe drei-, höchstens viermal. Wenn nun jene Schienen auch einer Zugkraft erfolgreich widerstehen, so erweisen sie sich doch unzureichend in dem Falle, dafs entgegen gesetzt gerichtete Kräfte auf die Säulen einwirken und in Folge dessen auf die Zwischentheile derselben einen Druck ausüben.

Fig. 162.



Eine festere Verbindung gestattet daher die in Fig. 163 skizzirte Anordnung; es durchdringt nämlich ein Bolzen in seiner ganzen Länge *mn* die beiden Säulen, mit denen er an beiden Enden verschraubt wird; das gufseiserne hohle Cylinderstück *a*, welches etwaige Druckkräfte leichter überträgt, dient hierbei als Enveloppe desselben.

In Fig. 164 ist diese Verbindung dahin modificirt, dafs der Bolzen durch die hintere Säule nicht durchgreift, sondern in die Wandstärke derselben eingeschraubt wird, nachdem an der betreffenden Stelle das Gewinde eingebohrt worden.

Endlich erwähnen wir noch der, in Fig. 165 dargestellten Befestigung; an den Säulenschaften befinden sich nämlich zwei gegenüber angegossene Hülsen *aa*, in die eine, an beiden Enden mit Einschnitten versehene kräftige Rundstange *b* eingreift; durch das Eintreiben der schmiedeeisernen Keile *cc* ist die Verbindung aller Theile hergestellt.

In neuerer Zeit wendet man gewöhnlich statt der Säulen die durchbrochenen

Fig. 163.



Fig. 164.

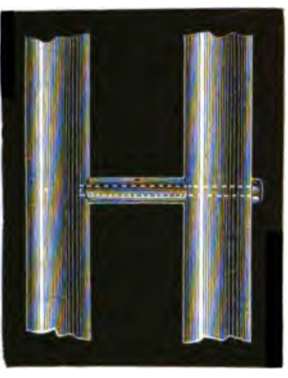


Fig. 165.



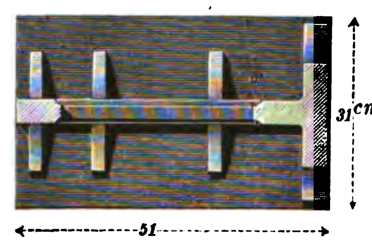
gufseisernen Wände an, die, mit Kopf- und Fufsplatte versehen, in einem Stück gegossen werden und somit den Vortheil gröfserer Stabilität und Seitensteifigkeit darbieten. Aufserdem übertragen sie den Druck der Frontmauer gleichmäfsiger auf den Bankettpfeiler, und gestatten eine bequeme Befestigung der Fensterrahmstücke, sowie der Seitenbekleidung des Schaufensterraumes; endlich ist auch die Befestigung des Zapfenlagers der Jalousiewelle an der oberen vollen Wand des Rahmstückes auf ebenso einfache, wie solide Weise auszuführen.

Fig. 166.



Diese gufseisernen Wände erhalten an ihren äufseren Saumkanten vertikal aufsteigende Verstärkungsrippen, die sich oben und unten mit einer Kopf-, resp. mit einer Fufsplatte verbinden. Die Breite der oberen Platte wird durch ein bequemes Auflager der Frontträger, und die der Fufsplatte durch die Gröfse des zu übertragenden Totaldruckes bedingt. Zwischen beiden Verstärkungsrippen durchbricht man die Mittelwand durch rechteckige Oeffnungen, jedoch so, dafs diese von der Kopf- und Fufsplatte einen Abstand von etwa 50 bis 60 Centim. behalten. Diese volle Eisenstärke im oberen und unteren Theile der Mittelwand wird durch die Nothwendigkeit der Befestigung des Zapfenlagers für die Jalousiewelle, beziehungsweise durch die Rücksicht auf eine vergröfserte Aussteifung des Fufsendes geboten.

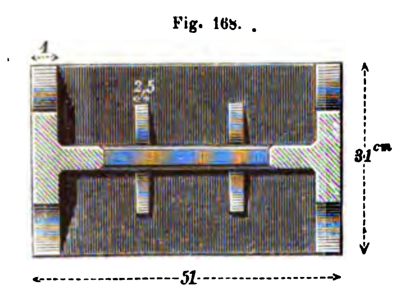
Fig. 167.



Hiernach würde Fig. 166 die einfachste Form einer gufseisernen Wand in der Seitenansicht darstellen; unter *aa* sind dabei angegossene Verstärkungsrippen zu verstehen, die oberen kleiner, damit sie der freien Auf- und Abwickelung der Jalousie nicht hinderlich in den Weg treten, die unteren, behufs gröfserer Stabilität der ganzen Stütze, möglichst hoch hinaufreichend. Das in solcher Weise

ausgesteifte Fufsende der Wand setzt etwa 30 bis 45 Centim. unterhalb des Strafsenpflasters auf einen, aus bestem Material aufzuführenden Pfeiler, der zugleich den Anschlag für die Kellerfenster enthält.

Fig. 168.



Bei Ermittelung der richtigen Querschnittsform solcher Stützen ist es von besonderer Wichtigkeit, diejenigen Theile, welche auf der schwachen durchbrochenen Mittelwand rechtwinklig stehen, recht kräftig anzuordnen, damit sie den nothwendigen Zerknickungs-Widerstand leisten und vor Durchbiegungen, parallel zur Frontrichtung des Gebäudes, sicher gestellt werden. Mit Rücksicht hierauf würde eine Querschnittsform der Wand, wie sie etwa die Figur 167 giebt, nicht für zweckmäfsig zu erachten sein, da dieselbe unter der Einwirkung einer gröfseren Belastung nicht ausreichend vor Seitenverkrümmungen gesichert scheint. Man wird vielmehr auf solche Profile zurückkehren müssen, wie sie Fig. 168 zeigt, wobei unter Umständen noch auf eine Verstärkung der durchbrochenen Mittelwand durch eine dritte Vertikalrippe Bedacht zu nehmen ist, wenn die ganze Stütze überhaupt unter dem Drucke einer grofsen Belastung steht. Die Fig. 169 und 170 geben im Grundrifs und in der Ansicht das Detail einer in solcher Weise verstärkten Wand. Gufseisenstärken von mehr als 6 bis 7 Centim. würden auch hier, wie in ähnlichen Fällen, zu vermeiden sein.

Fig. 169.



Fig. 170.

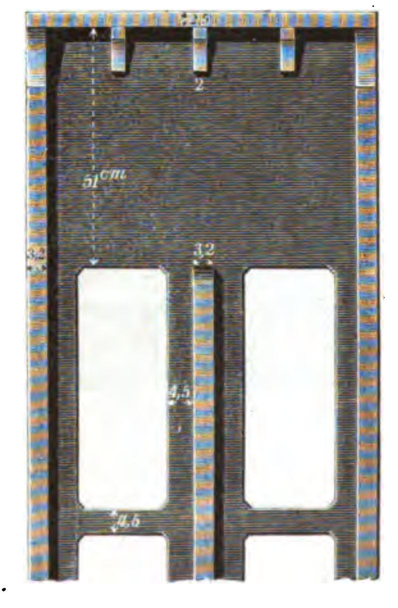
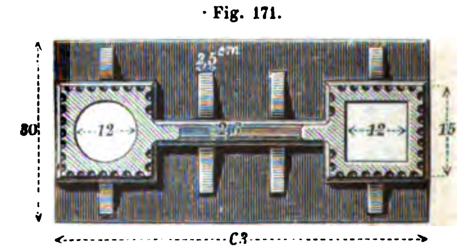


Fig. 171.



Ferner zeigt Fig. 171 die Querschnittsform einer häufig vorkommenden und sehr starken gufseisernen Wand, wobei die an den äufseren und inneren Kanten aufsteigenden Vertikalrippen durch hohle Pfeiler mit quadratischer, oder auch kreisförmiger Oeffnung ersetzt werden. Diese Wand, deren stützende Theile nicht selten Kannelirungen enthalten, giebt zugleich ein Motiv für eine entsprechende architektonische Ausbildung der Façade.

Die weitere Anordnung erfolgt in ganz ähnlicher Weise, wie dies bereits bei Anwendung von Doppelsäulen erläutert worden. Es entsteht nämlich auch hier die Frage, ob die aufgewickelte Jalousie an der Front des Gebäudes durch einen scheitrechten Bogen, oder aber durch eine Holzverkleidung gedeckt werden soll. In dem letzteren Falle ist nichts weiter erforderlich, als die gufseisernen Träger über der Kopfplatte der Wand, nachdem diese mittelst des Lothes eine genau vertikale Aufstellung erhalten hat, einfach zu stofsen, zu verlaschen und das Mauerwerk darüber in gewöhnlichem Verbande aufzuführen. Diese Anordnung liegt dem Querdurchschnitt, Fig. 172, zu Grunde. Bei der Verschraubung der unteren Trägerflanschen mit der Kopfplatte der Wand ist es auch hier vortheilhaft, den in der Platte befindlichen Bolzenlöchern eine elliptische Form zu geben und die Schraubenmutter nur lose aufzusetzen, damit die durch Temperatureinflüsse hervorgerufenen Längenveränderungen der einzelnen Constructionsstücke ungehindert zur Ausgleichung gelangen.

Fig. 172.

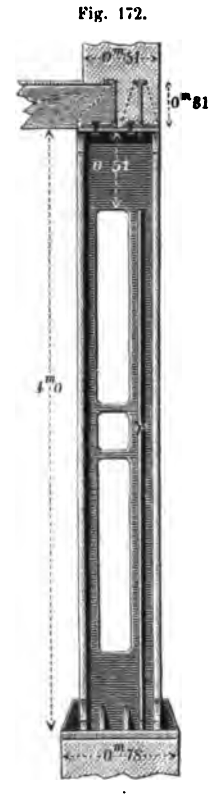


Fig. 173.

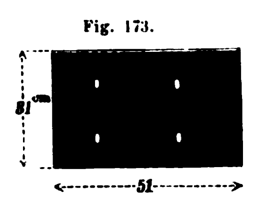


Fig. 173 zeigt die Aufsicht auf die Kopfplatte in gröfserem Mafsstabe. Hinsichtlich der gufseisernen Wand wäre noch zu bemerken, dafs die hinter der vorderen Verstärkungsrippe zu beiden Seiten der Mittelwand vertikal aufsteigenden Rippen *r* einen festen Anschlufs für die Jalousie- und Glasrähme bezwecken; dieselben werden jedoch bei dem weiteren Ausbau des Schaufensterraumes meistens hinderlich, und dies um so mehr, als man das Rahmstück der Seitenbekleidung der Wand mit dem Glasrahm durch Feder und Nuth gern in eine direkte Verbindung setzt; aus diesem Grunde läfst man jene Rippen *r* am besten ganz fort.

Da die zur Deckung der Jalousierolle erforderliche Holzbekleidung zu sehr den Einflüssen der Witterung ausgesetzt ist und das Gebäude ohnehin dadurch in dem Character seines Massivbaues eine Beeinträchtigung erleidet, so ist auch bei Aufstellung von gufseisernen Wänden statt jener Bekleidung die Einwölbung eines scheitrechten, $\frac{1}{2}$ Stein starken Bogens vorzuziehen. Diese Anordnung zeigt Fig. 174 in der Vorderansicht, und zwar in Bezug auf zwei Schaufensteröffnungen von je 2m20 Breite und eine dazwischen befindliche Eingangsthür, deren Breite auf 1m25 angenommen worden. Auch in diesem Falle ist in der Höhe des scheitrechten Bogens ein Widerlagsstück erforderlich, welches oben mit einer durch Rippen unterstützten Kopfplatte, unten dagegen mit kleinen angegossenen Rändern sich verbindet, auf welchen die Schienen *ss* aufruhen; die letzteren werden wieder durch Rundstangen an den vorderen Träger aufgehängt. Da die zur Unterstützung der Kopfplatte nothwendigen Rippen bei der Aufwickelung der Jalousie, wie bereits erwähnt, oft hinderlich sind, so sucht man sie dadurch zu ersetzen, dafs man die Stärke jener Platte von den Enden nach der Mitte hin allmählig zunehmen läfst, wie dies in Fig. 175 geschehen. Es zeigt diese Figur zugleich, wie durch Verkröpfung der Flachschiene *s*

Fig. 174.

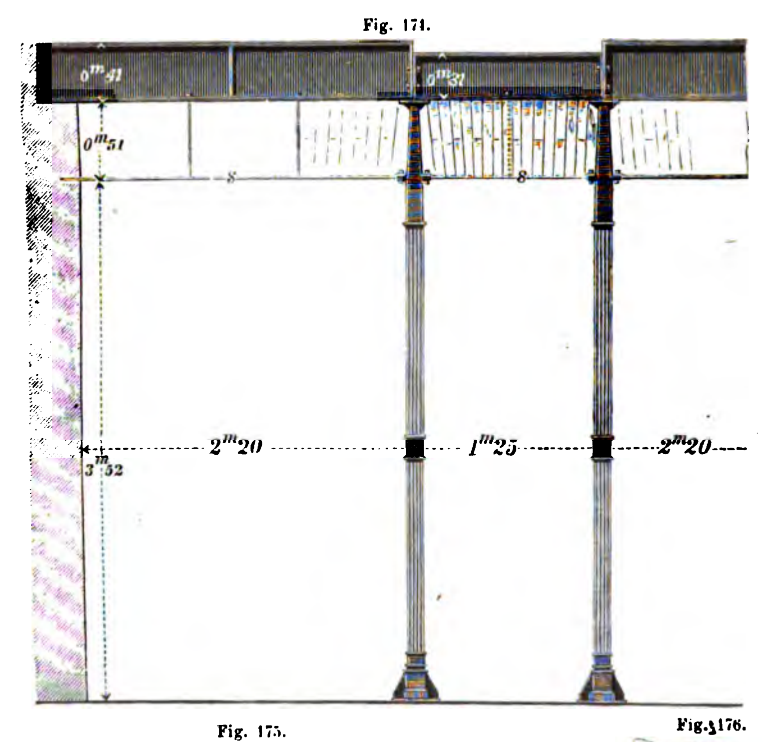


Fig. 175.

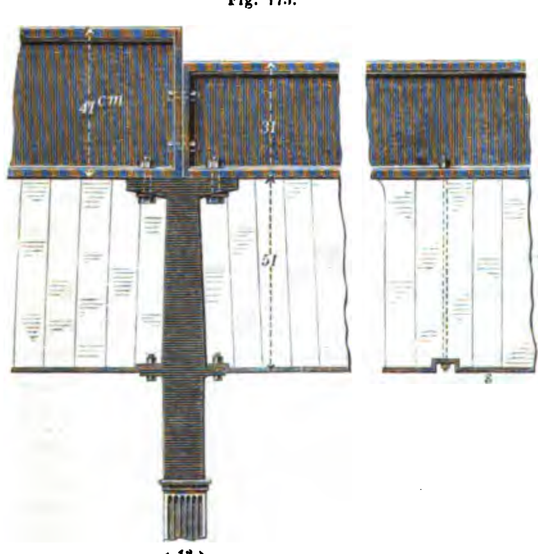


Fig. 176.

statt des versenkten Kopfes der Hängestange eine gewöhnliche Schraube in Anwendung kommen kann. Bei Schienen unter 0,5 Centim. Stärke wäre überhaupt eine Versenkung nicht gut möglich.

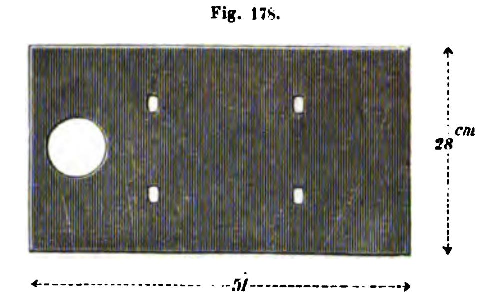
In der Höhe des Kapitäls giebt man dem vorderen Verstärkungspfeiler eine etwas geringere Breite, als weiter

unten, damit der Anschlufs des zinkenen Kapitäls hier keinen architektonischen Mifsklang hervorruft; dagegen kann das Widerlagsstück in seinem unteren Theile wieder entschieden breiter sein.

In Fig. 176 ist ein Querschnitt dieser Construction dargestellt; jeder von den beiden gufseisernen Trägern, deren Profilverhältnifs aus Fig. 177 hervorgeht,

Fig. 177.

Fig. 178.



ist ein Träger von gleicher stabiler Festigkeit. Fig. 178 endlich giebt die Kopfplatte der gufseisernen Wand in ihrer Oberansicht.

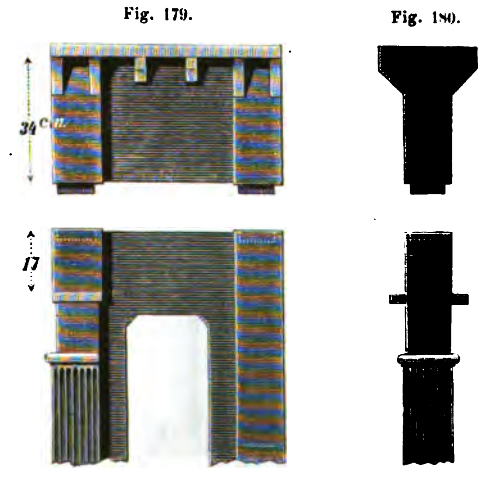
Jede von diesen Wänden hat, unter Q die über die ganze Schaufensteranlage gleichmäfsig vertheilte Belastung verstanden, einem Drucke von

$$\frac{Q}{5^m65} \cdot 1^m73$$

zu widerstehen. Hiernach wäre das Widerstandsmoment ihres Querschnittes zu berechnen.

Bei solchen gufseisernen Stützen, an deren Mittelwand sich sowohl an der Aufsen- wie an der Innenseite quadratische Hohlpfeiler anschliefsen, erscheint es wünschenswerth, das oberste Kopfstück als einen besonderen Theil für sich zu giefsen und mittelst zapfenförmiger Endigungen mit dem Hauptstück in Verbindung zu setzen. Die Herstellung des Gufses, sowie der Transport und die Aufstellung der Wand wird dadurch nicht unwesentlich erleichtert. Die Figuren 179 und 180 veranschaulichen diese Einzelstücke in der Seiten- und Vorderansicht.

Fig. 179. Fig. 180.



Wenn zwischen zwei gufseisernen Wänden der Eingang zum Kellerraum stattfinden soll, so wäre nur nothwendig, beide Wände in einer Höhe, die durch den bequemen Zugang zum Keller bedingt wird, durch eine Querplatte *a*, Fig. 181 und 182, zu verbinden und für eine ausreichende Endunterstützung derselben Sorge zu tragen. Dies geschieht dadurch, dafs man an den vollen Querverbindungssteg der durchbrochenen

Mittelwand kleine, durchgreifende und durch Rippen unterstützte Flanschen *b* angiefst, auf welche jene Platte *a* frei aufgelegt wird. Ueber der letzteren findet dann die Aufmauerung eines leichten Pfeilers, oder, was wohl häufiger geschieht, die Anlage eines durch Rolljalousien verschliefsbaren Fensters statt. Es ist in solchem Falle selbstverständlich, dafs die zu beiden Seiten des Kellereinganges aufgestellten Wände tiefer nach unten in das Mauerwerk eingreifen, und demzufolge eine gröfsere Höhe erhalten, als die übrigen, deren Fufsplatte etwa 35 Centim. unter dem Niveau der Strafse liegt.

Fig. 181. Fig. 182.

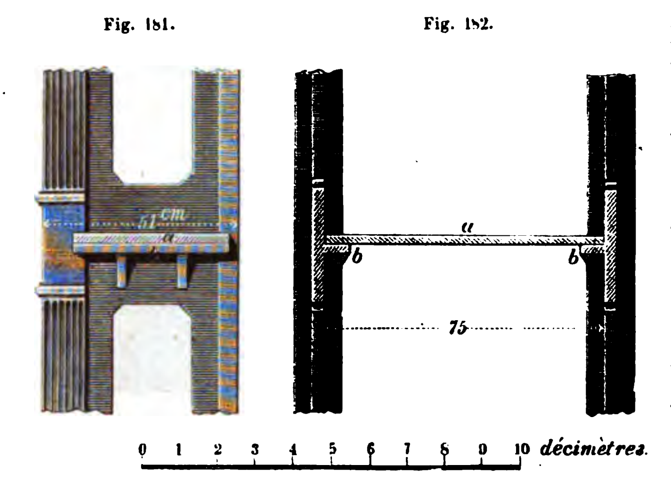


Fig. 183.

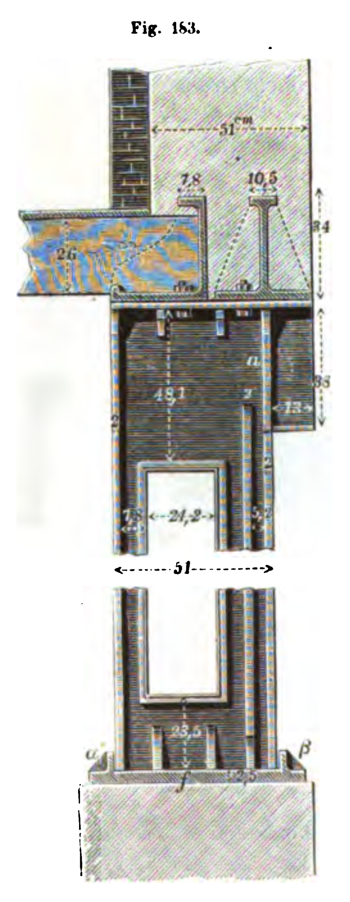
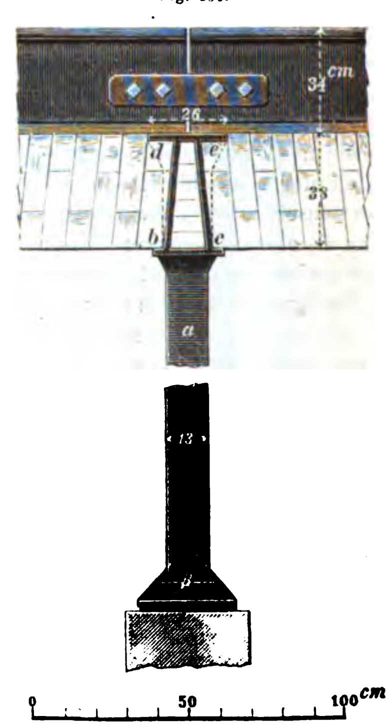


Fig. 184.



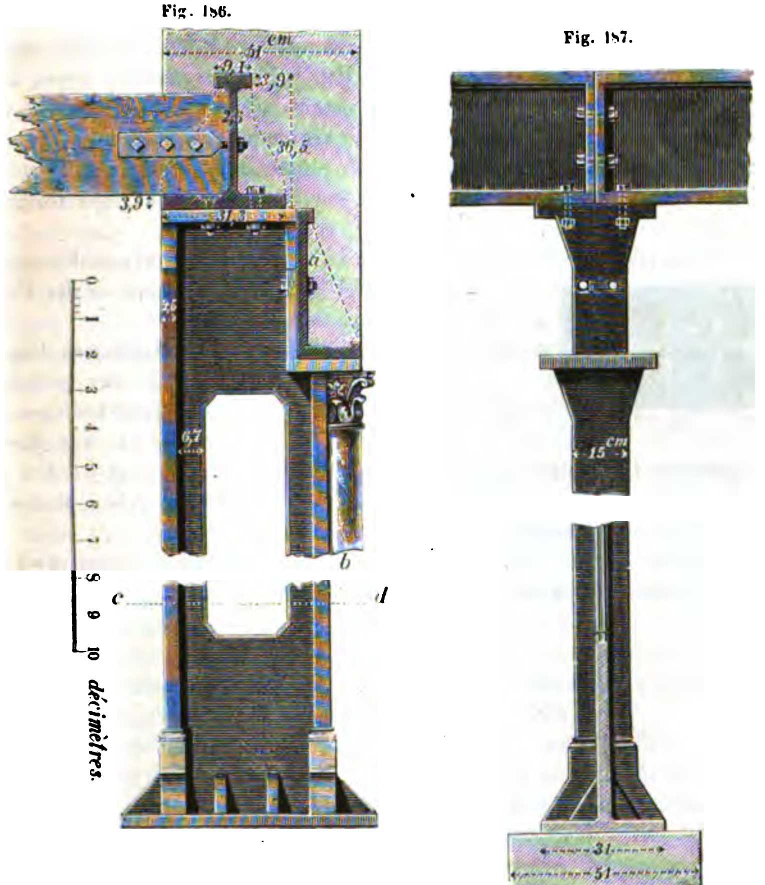
Abweichend von der bisherigen Anordnung des Widerlagers für den scheit-

rechten Bogen läfst sich dasselbe auch in der Weise construiren, wie dies aus den Fig. 183 und 184, Querdurchschnitt und Vorderansicht, ersichtlich. Es tritt nämlich das Widerlagsstück *bcde*, in seiner hohlen trapezförmigen Querschnittsform um die Breite des einzuspannenden scheitrechten Bogens (13^{cm}) aus der vorderen Verstärkungsrippe *a* heraus, wobei die gufseiserne Wand um jenes Maafs schmäler wird, als dies in der Regel geschieht. Auch genügt es in diesem Falle, unterhalb jenes Widerlagsstückes hölzerne, oder aus getriebenem Zink bestehende Säulen, resp. Pfeiler aufzustellen, die dann nur einen decorativen Zweck haben. Unter Umständen empfiehlt es sich, das Widerlager nicht im Zusammenhange mit der gufseisernen Wand, sondern als Einzelstück besonders zu giefsen und an die Kopfplatte anzuschrauben; jedenfalls mufs der innere, hohle Raum desselben mit Stücken aus guten Steinen in Cement ausgefüllt werden.

Fig. 185.

Was die Verbindung des Fufsendes der gufseisernen Stütze mit dem Bankettmauerwerk anbetrifft, so unterscheidet sich diese von der früheren Anordnung hier dadurch, dafs die Grundplatte als ein für sich be-

Fig. 186. Fig. 187.



stehendes Constructionsstück extra gegossen und verlegt werden soll, wobei die

Wand stumpf auf dieselbe aufsetzt; um die letztere jedoch gegen die Eventualität eines Verschiebens nach der Seite sicher zu stellen, ist es durchaus erforderlich, an die Oberfläche der Grundplatte *f*, vergl. Fig. 185, die kleinen Ränder *α* und *β* anzugiefsen, an welche sich die Kanten der Stützen genau anschliefsen. Auf eine korrekt zugerichtete untere Grundfläche der Wand dürfte aber im vorliegenden Falle um so mehr Rücksicht zu nehmen sein, als der Druck auf die Fufsplatte, wenn diese mit der Wand nicht aus einem Stück besteht, trotz einer gröfseren Zahl von seitlich angegossenen Rippen, keineswegs gleichmäfsig auf jene Platte sich vertheilt. Es wird daher von einer isolirt verlegten Platte nur mit Vorsicht Gebrauch zu machen sein.

In welcher Weise der scheitrechte, die Jalousierolle deckende Bogen fortgelassen und durch ein ½ Stein starkes Mauerwerk in gewöhnlichem Läuferverbande ersetzt werden kann, zeigen die Fig. 186 und 187 im Querdurchschnitt und in der Vorderansicht. Die gufseiserne Wand erhält nämlich in ihrem oberen und vorderen Theil eine Aufsattelung, auf der der winkelförmige Träger *a* ein hinreichendes Auflager findet; unterhalb erheben sich die, aus getriebenem Zinkblech gefertigten Halbsäulen *b*, welche die vordere Verstärkungsrippe der gufseisernen Wand decken. Der T-förmige Hauptbalken trägt in diesem Falle fast die ganze Belastung der Frontmauer, weshalb die freie Länge desselben bei nicht zu auffallend starken Querschnittsdimensionen kaum das Mafs von $1^{m}25$ bis $1^{m}75$ überschreiten dürfte; bei dem zu Grunde gelegten Provilverhältnifs dieses Trägers erhält derselbe die Eigenschaft einer gleichen stabilen Festigkeit. Fig. 187 zeigt in ihrem oberen Theil eine Vorderansicht dieser Verbindung, in ihrem unteren Theil einen Vertikalschnitt durch die Mittelwand der Stütze; zum Vortheil gröfserer Deutlichkeit ist in dem oberen Theil dieser Figur der vordere Winkelträger fortgelassen worden.

Fig. 188.

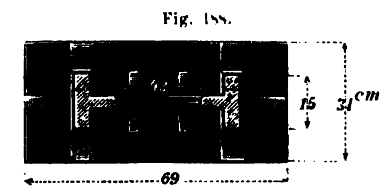


Fig. 188 stellt einen Horizontaldurchschnitt durch die Wand nach der Linie *cd* der Fig. 186 dar. —

Einer ähnlichen Aufsattelung in dem oberen und hinteren Theile der gufseisernen Wand kann man sich auch dann bedienen, wenn die Balken des Erdgeschosses, mit Rücksicht auf eine gröfsere Höhe der ersten Etage, etwas niedriger verlegt werden sollen. Die auf dem Absatz aufruhenden Träger in Winkelform geben alsdann den Etagenbalken ein hinreichendes Auflager von 20 bis 25 Centim.

Der Centner einer gufseisernen durchbrochenen Wand kostet etwa 5 bis 6 Thlr., wobei die Modellkosten mit inbegriffen sind. —

Zweites Kapitel.

Träger aus Schmiedeeisen.

Es ist keinem Zweifel unterworfen, dafs gufseiserne Träger neben den Vortheilen, die sie darbieten, auch mannigfache Uebelstände mit sich führen. Ein grofser Nachtheil derselben liegt schon in ihrem beträchtlichen Eigengewicht, da Rippenstärken unter 1 Centim. keine Sicherheit gewähren und daher verwerflich sind. Bei diesem daraus hervorgehenden grofsen Eigengewicht der gufseisernen Träger ist ihr Transport schwierig; nicht ohne Mühe sind sie in die Höhe zu winden und an Ort und Stelle zu verlegen. Ein anderer Nachtheil dieser Träger liegt darin, dafs im Innern derselben während des Gusses unter Umständen Blasen, Fehlstellen etc., und wegen Verschiedenheit der Rippenstärken aufserdem noch künstliche Spannungen hervortreten, deren Intensität nicht bekannt ist und rechnungsmäfsig auch nicht ermittelt werden kann. In Folge dieser Spannungen sind dann — namentlich bei zu grofsen Rippenstärken und unter veränderten Temperaturverhältnissen — an fehlerhaften Stellen des Trägers Risse oder Sprünge zu gewärtigen, die leider nicht mehr vereinzelt auftreten und auch bereits zu Katastrophen geführt haben. Bei Schmiedeeisen kann dieser Uebelstand nicht so leicht eintreten, da durch die verschiedenen Proceduren des Schweifsens, Walzens oder Hämmerns alle etwa vorhandenen Fehlstellen im Material beseitigt, oder wenigstens unschädlich gemacht werden. Es ist ferner nicht unbeachtet zu lassen, dafs die Länge der gufseisernen Träger nur eine sehr beschränkte ist, weshalb man bei gröfseren Spannweiten stets von Säulen, Wänden u. s. w. Gebrauch machen mufs, deren lichte Entfernung von einander, nach Mafsgabe der jedesmaligen Belastung, kaum die Grenze von 2^m5 bis 2^m75 überschreiten dürfte. Diese, häufig in gröfserer Zahl erforderlichen Unterstützungen haben aber stets locale Uebelstände zur Folge. Es ist daher kein geringer Vortheil bei Anwendung von schmiedeeisernen und insbesondere von genieteten Trägern, solche, die freie Passage behindernden Stützen beseititigt, oder mindestens auf das geringste Mafs beschränkt zu sehen. Eine sehr schätzbare Eigenschaft des Schmiedeeisens liegt nämlich darin, dafs es vermöge seiner aufserordentlichen Dehnbarkeit zu hohen und langen Blechen verarbeitet werden kann, die den daraus gefertigten Trägern eine grofse Tragfähigkeit und ein verhältnifsmäfsig geringes Eigengewicht verleihen. Aus der gröfseren Länge dieser Bleche, sowie aus der Leichtigkeit, dieselben zu stofsen und zu verbinden, folgt aber unmittelbar, dafs schmiedeeiserne Träger überhaupt in viel gröfserer Länge, als solche aus Gufseisen, hergestellt werden können, und dafs deshalb in umfangreichen Gebäuden, wie in Magazinen, Fabriken u. s. w., in sofern an verwendbarem

Platz gewonnen wird, als die Aufstellung der nothwendigen Stützen in sehr erheblichen Entfernungen erfolgen kann.

Wenn nun die Tragfähigkeit der gufseisernen Träger wenigstens im richtigen Verhältnifs zu ihrem Eigengewichte stände, so würde man über die hervorgehobenen Uebelstände vielleicht hinwegsehen, oder theilweise sich mit ihnen versöhnen können. Dies ist jedoch nicht der Fall. Das Widerstandsmoment eines gufseisernen Trägers steht weder mit dem aufgewendeten Material, noch mit den hiermit verbundenen Kosten in einem proportionalen Verhältnifs. Die hiesigen Fabriken berechnen sich nämlich den Centner eines gufseisernen Trägers durchschnittlich mit 5½ bis 6 Thlr., etwa ebenso hoch, oder auch ein Wenig höher, stellen sich pro Centner die Kosten eines T-Eisenträgers; vergleicht man jedoch zwei dieser Träger, welche ein gleich grofses Widerstandsmoment haben, hinsichtlich ihres Eigengewichts, so stellt sich das des schmiedeeisernen Trägers pro laufenden Meter erheblich geringer, als das des anderen Trägers.

Die umfassende Anwendung des Schmiedeeisens zur Construction von Trägern datirt erst aus den Jahren 1845 bis 1850, seitdem zahlreiche, besonders in England angestellte Versuche den grofsen Vorzug dieser Träger aufser Zweifel gesetzt haben. In Paris kommen die gufseisernen Träger fast gar nicht mehr in Anwendung; statt ihrer bedient man sich gewöhnlich der T-Eisen, und nur bei gröfserer Spannweite und entsprechender Belastung der genieteten Träger.

Die gewöhnlichsten Arten der schmiedeeisernen Träger sind folgende:

1) die Eisenbahnschienen,
2) die T-förmig gewalzten Träger,
3) die Blechträger, und zwar:
   a) die einfachen Blechträger,
   b) die hohlen oder kastenförmigen Träger,
4) die Gitterträger,
5) die parabolischen Träger (Parabelbalken).

1) Die Eisenbahnschienen.

Wir betrachten hierbei in Kürze die Form und die Fabrikationsweise der Schienen, die Tragfähigkeit derselben und ihre Anwendung.

Jede Eisenbahnschiene besteht aus dem Kopf, dem Steg (vertikale Rippe) und dem Fufs. Die Oberfläche des Kopfes heifst die Scheitelfläche, der Uebergang des Kopfes in den Steg wird der Hals der Schiene genannt.

Die im Hochbau zur Anwendung kommenden Eisenbahnschienen sind in den meisten Fällen breitbasig und im Normalprofil 13 Centim. (5″) hoch, wie sie seit dem Jahre 1856 auf den preufsischen Staatsbahnen ausschliefslich, und bei den übrigen Bahnen mehr oder minder häufig verwendet werden. Dieselben haben in Bezug auf Tragfähigkeit und dauerhafte Befestigung auf den Schwellen bisher allen billigen Anforderungen entsprochen.

Wenn auch die Querschnittsdimensionen dieser Schienen mannigfach variiren, so liegen dieselben doch stets innerhalb bestimmter Grenzwerthe. In Fig. 189 sind die allgemeinen Profilverhältnisse zur Darstellung gebracht. Die ganze Höhe der Eisenbahnschiene beträgt 11,7 bis 13 Centim. (4,5 bis 5″), die Kopfbreite 5,2 bis 6 Centim. (2 bis 2,25″). Die Scheitelfläche des Kopfes ist meistens ganz flach und horizontal; soll dieselbe jedoch eine gekrümmte Form erhalten, so

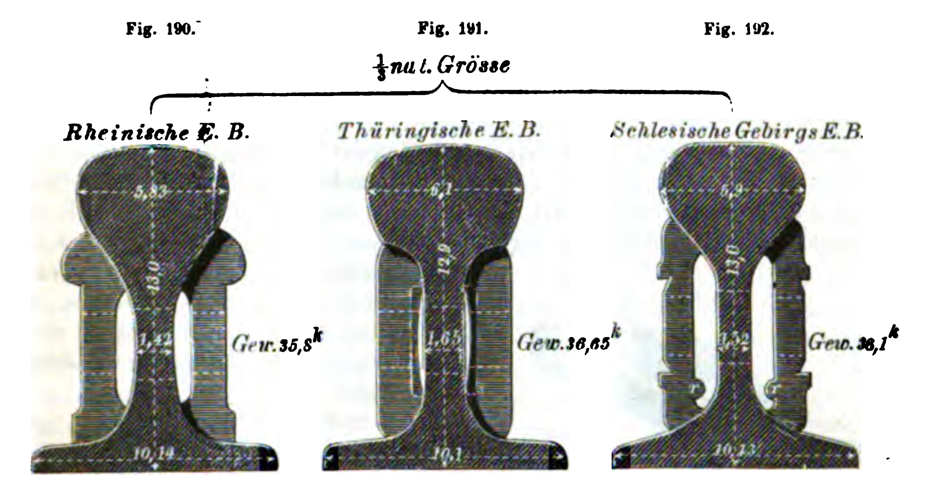
geschieht dies mittelst eines Krümmungshalbmessers von 13 bis 19 Centim. Die **Stärke des Steges** ist auf 1,3 bis höchstens 1,6 Centim. (0,5 bis 0,65″), die **Breite des Fufses** auf 9 bis 10,3 Centim. (3,5 bis 4″) anzunehmen.

Fig. 189.

Die Fig. 190 und 191 geben die Profile der bei der **Rheinischen**, resp. bei der **Thüringischen** Bahn verwendeten Eisenbahnschienen, wobei das Querschnittsverhältnifs durch **Centimeter** und das Gewicht pro lfd. Meter durch **Kilogramme** ausgedrückt ist. In **beiden** Querschnitten wurde die Scheitelfläche des Kopfes etwas **gewölbt** ausgeführt.

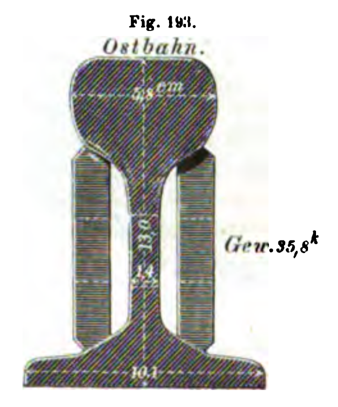
Bei den durch die Figuren 192 und 193 veranschaulichten Schienenprofilen der **Schlesischen Gebirgsbahn**, resp der **Ostbahn** sind die Kopfflächen dagegen horizontal. Wie überdiefs aus Fig. 192 ersichtlich, ist die obere Anschlufsfläche der Laschenverbindung steiler, als die untere, indem der Neigungswinkel der ersteren 42°, der der letzteren nur 30° beträgt.

Fig. 190. Fig. 191. Fig. 192.



Bei der Verschiedenheit dieser Winkel war es natürlich sehr wichtig, dafs die Laschen jedesmal ihre richtige Stellung erhielten; um einem Irrthum hierin vorzubeugen, sind dieselben an ihrer **inneren** Seite mit einem halbcylindrischen Rande *r* versehen, der stets das **Fufsende** einer Lasche bezeichnet. Ihre Befestigung erfolgte durch zwei, an jeder Seite des Stofses eingelegte Schrauben. Bei dem Schienenprofil der **Ostbahn**, Fig. 193, sind die Berührungsflächen zwischen Lasche und Schiene am Hals und am Fufs **ganz gleich** und übereinstimmend, sodafs die Stellung der Lasche eine **Verwechselung** ihres oberen und unteren Theils gestattet.

Fig. 193.



Die **Länge** der Schienen beträgt für die **preufsischen** Eisenbahnen 6m58 (21′); doch kommen auch solche von 5m65 (18′) vor. Die Schienen der

Staatsbahnen in Oesterreich werden in einer Länge von 5m65 angefertigt, obwohl zu Wechseln und dergl. auch Schienen von 3m75 und 4m70 Länge in Anwendung kommen. In der Praxis des Hochbaues werden dieselben, je nach Bedürfnifs, in allen Längen bis zu 6m58 — allerdings nicht freitragend — verwendet.

Die geringste Höhe der Schiene — für Eisenbahnzwecke — beträgt 10,4 Centim. (4"), und sind solche beim Bau der Breslau-Posen-Glogauer Eisenbahn verlegt. Im Hochbau kommen diese, sowie die 9,1 Centim. hohen, nur ausnahmsweise und bei sehr geringer Belastung vor.

Das Eigengewicht der Eisenbahnschienen ist aus folgender Tabelle zu entnehmen.

Höhe der Schiene		In Pfunden pro laufenden Fufs.	in Kilogrammen pro laufenden Meter.
Zolle.	Centim.		
5½	13,0	23 bis 23,5	36 bis 36,75k
4½	11,7	21,5 bis 22	35k0
4	10,4	20 bis 20,5	32k5
3½	9,1	18	28k5

Hiernach beträgt das Gewicht einer 6m58 langen und 13 Centim. hohen Schiene nahezu 5 Ctr.

Die Beschaffenheit des Eisens darf in der ganzen Höhe der Eisenbahnschiene nicht durchweg dieselbe sein; es ist vielmehr, an beiden Enden ein freies Auflager der Schiene vorausgesetzt, der Grundsatz festzuhalten, dafs für den Kopf nur ein hartes und feinkörniges, für den Fufs nur ein zähes und sehniges Eisen verwendet werden darf; für den Steg würde daher ein Uebergangseisen, d. h. ein solches das geeignetste sein, welches mit einer sehnigen Structur den Vortheil eines feinen Korns verbindet.

Fig. 194.

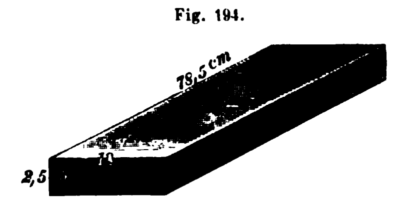
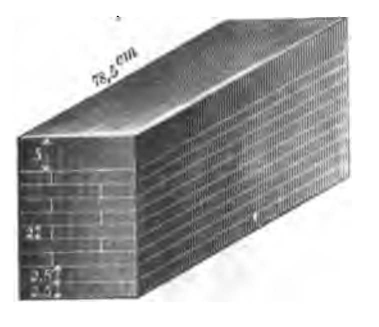


Fig. 195.



Diesen Bedingungen entsprechend, geschieht die Anfertigung der Schiene in folgender Weise.

1) Man setzt aus Luppenstäben von hartem feinkörnigen Eisen ein Packet zusammen, welches im Flammofen zur Schweifshitze gebracht, unter dem Dampfhammer zur Beseitigung der Schlacken tüchtig geschmiedet, dann nochmals geschweifst und zuletzt zu einer »Bramme« oder Platte von 2,5 bis 5 Centim. Stärke, vergl. Fig. 194, ausgewalzt wird. Die Länge und Breite dieser Platte richtet sich nach den Dimensionen des eigentlichen Schienenpackets, und diese hängen wieder von der Höhe und Stärke der auszuwalzenden Schienen ab. Gewöhnlich kann die Breite jener Kopfbramme auf 18 und die Länge derselben auf 78 Centim. angenommen werden.

2 Diese Bramme dient nun im Schienenpacket, Fig. 195, welches

demnächst zusammenzusetzen ist, als Deckplatte für den Kopf. Die Deckplatte für den Fufs besteht dagegen aus einer ebenso breiten und langen Bramme von weichem, aber sehnigem Eisen, die Zwischenlager aus einem gemischten Uebergangseisen aus Luppenstäben oder abgeschnittenen Schienenenden. Die Stärke dieser Zwischenstäbe beträgt etwa 2 Centim.; die Fufsbramme ist 2,5 Centim. stark, die Kopfbramme, wie bereits bemerkt, etwas stärker. Sämmtliche Stäbe sind flach zu verlegen und zwar in der Weise, dafs ein regelmäfsiger Fugenwechsel stattfindet.

3) Dieses so gebildete Packet wird mit Draht fest umwickelt, dann »saftig« geschweifst und in die Vorwalze geführt; ist das Packet von 78 Centim. bis auf etwa $1^{m}25$ ausgestreckt, so geht dasselbe in den Schweifsofen zurück, worauf es in der zweiten Schweifshitze fertig gewalzt wird. Es wäre hierbei noch zu bemerken, dafs das Packet in umgekehrter Lage in den Schweifsofen gelangt, nämlich so, dafs die Kopfplatte unten und die Fufsplatte oben liegt; es hat dies darin seinen Grund, dafs das sehnige Eisen, aus dem die letztere besteht, einer gröfseren Schweifshitze bedarf, als das feinkörnige Eisen der ersteren, weshalb besonders die Fufsplatte der Spitzflamme des Schweifsofens ausgesetzt werden mufs.

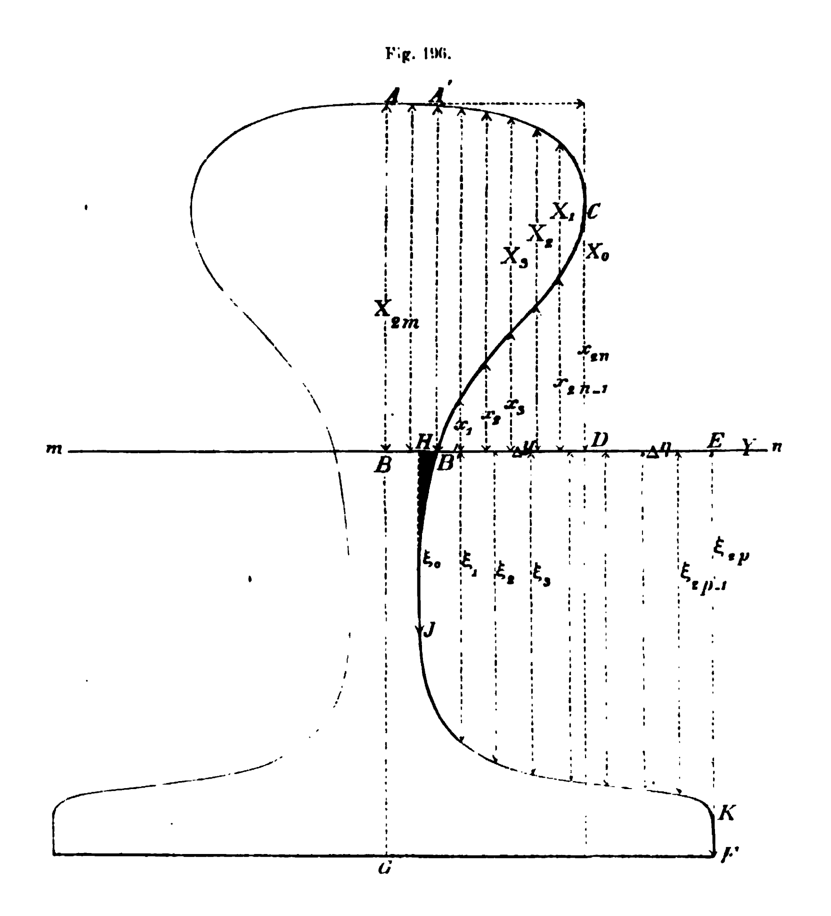
Da die zu Eisenbahnzwecken verwendeten Schienen oft in kurzer Zeit dadurch untauglich werden, dafs die Köpfe sich seitwärts abdrücken, ausbauchen, oder an ihrer Oberfläche eine Abblätterung erleiden, so ist als eine Verbesserung des Profils vorgeschlagen worden, statt einer gewölbten Oberfläche des Kopfes, eine horizontale Scheitelfläche in Anwendung zu bringen, um die Last der Wagen auf eine gröfsere Fläche zu vertheilen, und die Abnutzung der Schiene dadurch zu verringern. Der Hauptvortheil solcher Eisenbahnschienen besteht aber darin, dafs das Eisen im Kopf derselben viel dichter ausgewalzt werden kann, weil hier das Volumen, wie in allen übrigen Querschnittstheilen, eine Verminderung erfährt, während die gewölbte Scheitelfläche nur durch ein Heraustreten der im Kopf befindlichen Eisentheile von Innen nach Aufsen hin ermöglicht werden kann. Das Eisen ist daher bei einer convexen Kopfform im Allgemeinen lockerer und undichter, abgesehen davon, dafs sich hier bei einem zu grofsen Druck der Walzen leicht Nähte und Ränder bilden, die bei einer horizontalen Scheitelfläche stets vermieden werden.

Um einen möglichst dauerhaften Schienenkopf zu erhalten, hat man ferner die Kopfplatte aus Luppenstahl, oder auch aus Bessemer-Gufsstahl gefertigt — Stahlkopfschienen — und solche in das Schienenpacket eingelegt. Die Stahlluppe, welche zur Kopfplatte einer Eisenbahnschiene verwendet werden soll, hat ein Gewicht von $1\frac{1}{4}$ Ctr., und mufs dieselbe behufs Aussonderung aller Schlackentheile unter einem schweren Dampfhammer von wenigstens 100 Ctr. Gewicht verarbeitet werden. Nach wiederholter Behandlung im Schweifsofen wird die Luppe unter die Walzen gebracht und zu Platten ausgewalzt, die frei von Kantenrissen, von Schweifsnähten und dergl. sein müssen. Es ist freilich andererseits nicht als unbedenklich hervorgehoben worden, zur Fabrikation der Schienen das Schmiedeeisen in Verbindung mit Stahl zu verwenden, weil die Schweifstemperatur des ersteren im Allgemeinen eine höhere, als die des Stahls ist, was dann nothwendig zur Folge hat, dafs dieser letztere in einem überhitzten, schon mehr oder minder brüchigen Zustande verarbeitet werden mufs. Auch die ungleichen Zusammenziehungen der beiden verschiedenen Eisensorten sind hierbei von nachtheiligem Einflufs. Soviel steht fest, dafs mit der Anwendung des Bessemer-Gufsstahls zur Schienenfabrikation auf den deutschen Eisenbahnen bisher kein günstiges Resultat

erzielt worden; es liegt dies hauptsächlich darin, dafs der Kopf aus den bereits angegebenen Gründen sich nur schwierig aufschweifsen läfst, in Folge dessen derselbe in verhältnifsmäfsig kurzer Zeit sich von dem Schienenstege loslöst. Dagegen haben sich die ganz aus Bessemer-Gufsstahl bestehenden Eisenbahnschienen, wie solche auf der Bahnstrecke Altenbeken-Holzminden, bei der Königin-Marien-Hütte und bei der Hörde- und Königshütte in Anwendung gekommen sind, nach den bisher gewonnenen Erfahrungen vortheilhafter bewährt. Auf den Tiegelgufs wird man seines zu hohen Preises wegen zur Schienenfabrikation wohl ganz verzichten müssen.

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit der Eisenbahnschienen kommt es zunächst darauf an, den Schwerpunkt ihres Querschnitts, d. h. die Lage der neutralen Achse zu ermitteln, auf die das Trägheitsmoment zu beziehen ist.

Fig. 196.



Es geschieht dies nach dem bekannten Gesetz, dafs das Schwerpunktsmoment einer Fläche, bezogen auf eine beliebige Achse, gleich ist dem Schwerpunktsmoment der einzelnen Theile, aus denen jene Fläche besteht. Die beliebig zu wählende Achse dürfte am besten durch die Fufskante FG, Fig. 196, zu legen sein. Die Querschnittsfläche der Eisenbahnschiene wird dabei als bekannt vorausgesetzt.

Denken wir diese Fläche einerseits durch die Abscissenachse Y begrenzt, auf

welche das Trägheitsmoment bezogen werden soll, und deren andere Begrenzung durch die Gleichung

$$x = f(y)$$

gegeben, so drückt sich der Inhalt F jener Fläche durch die Summe der unendlich kleinen und unendlich vielen Rechtecke

$$x \,.\, dy$$

aus, wobei sämmtliche Ordinaten in die Fläche fallen müssen. (Unter $f(y)$ ist hierbei eine beliebige Function von y zu verstehen, die zwar gegeben — z. B. durch eine vorliegende Figur —, die aber keineswegs analytisch bestimmt zu sein braucht.) Hiernach ist also:

$$F = \Sigma \int x \,.\, dy.$$

Bezeichnet man mit X den unbekannten Abstand des Schwerpunktes des Querschnitts von der durch FG gelegten Achse, so ist ferner

$$X = \frac{1}{2} \frac{\Sigma \int x^2 \,.\, dy}{\Sigma \int x \,.\, dy}.$$

Es läfst sich nun näherungsweise annehmen, dafs der Schwerpunkt bei den gewöhnlichen Schienenquerschnitten in der halben Höhe derselben liegt. Bei den 5-zölligen, oder 13 Centim. hohen Eisenbahnschienen im Normalprofil wäre demnach

$$X = 6{,}5 \text{ Centim.}$$

Nachdem auf diese Weise die Lage der neutralen Achse bestimmt worden, läfst sich das Trägheitsmoment des Querschnitts in folgender Weise ermitteln:

Es ist unter Beibehaltung der, schon früher eingeführten Bezeichnung das Trägheitsmoment

$$W = 2w\,(ABDC) - 2w\,(B'CD) + 2w\,(BGFE) - 2w\,(HIKE) + 2w\,(Z).$$

Mit Bezug auf das bereits oben Bemerkte läfst sich jede von diesen Flächen aus unendlich vielen Rechtecken $x \,.\, dy$ bestehend denken; das Trägheitsmoment derselben ist daher

$$w = \int \tfrac{1}{3}\, x^3 \,.\, dy.$$

Dieses Integral, welches über die ganze Fläche auszudehnen, kann nun annähernd mit Hülfe der Simpson'schen Formel berechnet werden; es ergiebt sich demnach ganz allgemein:

$$w = \frac{\Delta y}{3 \,.\, 3} \left\{ x_0^3 + 4x_1^3 + 2x_2^3 + 4x_3^3 + \ldots . \, 2x_{2n-2}^3 + 4x_{2n-1}^3 + x_{2n}^3 \right\}$$

Es ist hierbei vorausgesetzt, dafs die Figur durch die Ordinaten x_0, x_1, x_2, x_3, ... x_{2n}, die in constanter Entfernung Δy von einander gezogen werden, in eine gerade Anzahl ($2n$) gleicher Theile zerlegt ist. Behufs der Berechnung von w sind die Dimensionen Δy, x_0, x_1, x_2, ... x_{2n} mittelst Zirkel und Mafsstab durch Zahlenwerthe auszudrücken und diese in die Formel einzusetzen.

Wenden wir dieses auf die Berechnung des obigen Schienenquerschnitts an, so ergiebt zich mit Rücksicht auf die, in dieser Figur beigefügte Bezeichnung:

$$W = 2\frac{\Delta y}{9}\left\{\underset{[x^3_{2n}]}{X_0^3} + 4X_1^3 + 2X_2^3 + \ldots\ldots + 4X_{2m-1}^3 + X_{2m}^3\right\} - 2\frac{\Delta y}{9}\left\{\underset{[0]}{x_0^3} + 4x_1^3 + 2x_2^3 + \ldots\ldots + 4x_{2n-1}^3 + x_{2n}^3\right\} + \frac{2}{3}GF.FE^3 - 2\frac{\Delta\gamma}{9}\left\{\xi_0^3 + 4\xi_1^3 + 2\xi_2^3 + \ldots\ldots + 4\xi_{2p-1}^3 + \xi_{2p}^3\right\} + 2w(Z) : \text{oder}$$

$$W = \frac{2}{9}\left\{\Delta y\left[4\left(X_1^3 - x_{2n-1}^3\right) + 2\left(X_1^3 - x_{2n-2}^3\right) + \ldots\ldots + 4\left(X_{2n-1}^3 - x_1^3\right) + 2X_{2n}^3 + 4X_{2n+1}^3 + \ldots\ldots + 4X_{2m-1}^3 + X_{2m}^3\right] - \Delta\gamma\left[\xi_0^3 + 4\xi_1^3 + 2\xi_2^3 + \ldots\ldots + 4\xi_{2p-1}^3 + \xi_{2p}^3\right]\right\} + \frac{2}{3}GF.FE^3 + 2w(Z).$$

Eine kleine Vereinfachung liefse sich noch dadurch erzielen, dafs man das Trägheitsmoment des Rechtecks $AA'BB'$ direct substituirt.

Für eine Eisenbahnschiene von 5" (0m130) Höhe, 2¼" (0m058) Kopf- und 4" (0m104) Fufsbreite ergiebt sich annähernd, und unter Vernachlässigung der etwaigen Abrundung in der Scheitelfläche, das Trägheitsmoment des Querschnitts, bezogen auf Centimeter

$$W = \frac{1}{3}\,5{,}8\,.\,6{,}5^3 - \frac{2}{3}\int x^3\,.\,\Delta y + \frac{1}{3}\,.\,10{,}4\,.\,6{,}5^3 - \frac{2}{3}\int \xi^3\,.\,\Delta\gamma.$$

Die in dieser Formel vorkommende Bezeichnung ist der obigen Figur entlehnt.

Die aus obiger Betrachtung sich ergebenden Resultate enthält die nachstehende

Tabelle

der Trägheits- und Widerstandsmomente, sowie der zulässigen Belastung der Eisenbahnschienen.

Höhe der Eisenbahnschienen.		Trägheitsmoment des Querschnitts, bezogen auf		Widerstandsmoment des Querschnitts, bezogen auf		Gleichmäfsig vertheilte zulässige Belastung bei freiem Aufl. an beiden Enden.	
Zolle.	Centimeter.	Zolle.	Centimeter.	Zolle.	Centimeter.	Ctr. bei 1' Spannw.	Kilogr. bei 1m Spannw.
5	13,0	19,5	912	7,8	140,3	520	7856,8
4½	11,7	14,8	681,5	6,5	115,9	433,3	6490,4
4	10,4	11,2	474,7	5,6	91,3	373,3	5112,8

Die für gröfsere Spannweiten zulässigen Belastungen ergeben sich einfach dadurch, dafs man die in den beiden letzten Columnen aufgestellten Werthe durch die jedesmaligen Spannweiten, in Fufsen resp. in Metern ausgedrückt, dividirt.

Werden zwei Eisenbahnschienen mit ihren Füfsen zusammengenietet, Fig. 197, so vergröfsert sich dadurch sehr erheblich das Widerstandsmoment ihres Querschnitts.

Es ist nämlich das Trägheitsmoment eines so gekuppelten Schienenpaares

$$W' = 2\,(W + e^2 f),$$

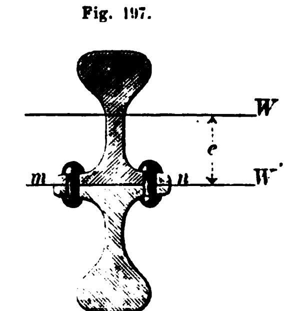
unter f die Gröfse der aus nachstehender Tabelle zu entnehmenden Querschnittsfläche einer Schiene verstanden.

Tabelle

der Trägheits- und Widerstandsmomente, u. s. w. gekuppelter Eisenbahnschienen.

Höhe der einzelnen Schiene.		Querschnittsfläche der einzelnen Schiene, bezogen auf		Trägheitsmoment des gekuppelten Schienenquerschnitts, bezogen auf		Widerstandsmoment des gekuppelten Schienenquerschnitts, bezogen auf		Gleichmäfsig vertheilte zulässige Belastung bei freiem Auflager an beiden Enden	
Zolle.	Centim.	Zolle.	Centim.	Zolle.	Centim.	Zolle.	Centim.	Ctr. bei 1' Spannw.	Kilogr. bei 1m Spannw.
5	13,0	6,3	43,1	117,7	5465,9	23,54	420,4	1569,3	23542,4
4½	11,7	5,7	38,9	87,2	4052,9	19,37	344,6	1291,3	19297,6
4	10,4	5,1	34,8	63,2	2810	15,80	270	1053,3	15120,0

Fig. 197.



Hieraus läfst sich nun unmittelbar und vergleichsweise entnehmen, dafs die Tragfähigkeit zweier, mit ihren Füfsen zusammengenieteter Schienen etwa dreimal so grofs ist, wie die einer jeden einzelnen dieser Schienen.

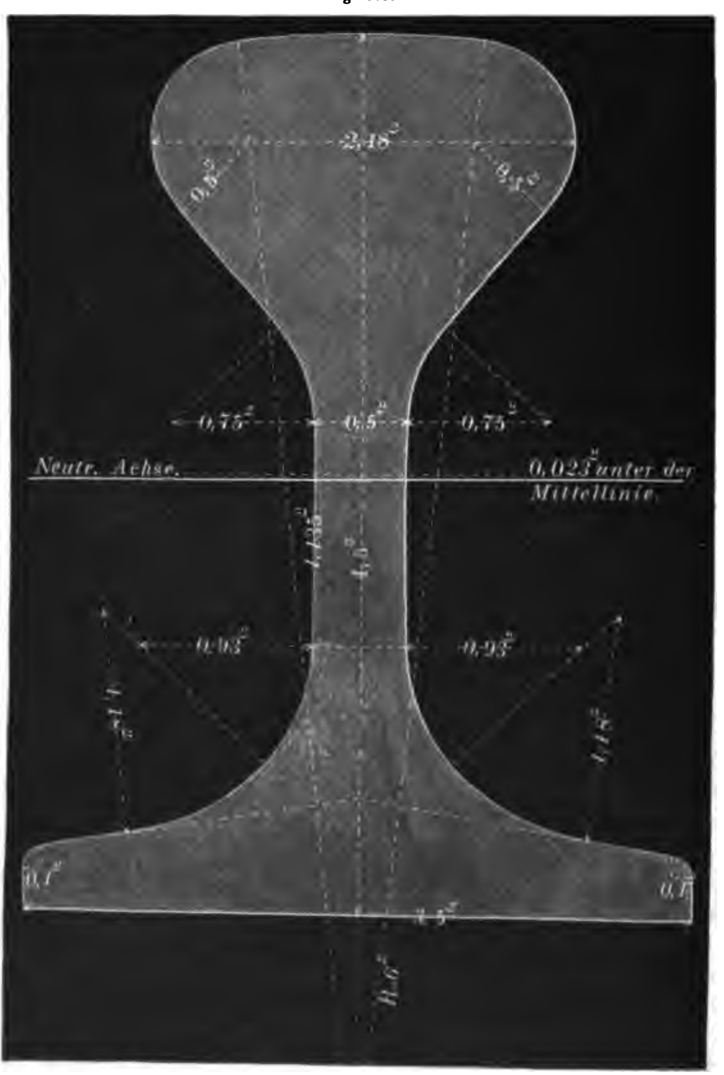
Ein noch gröfseres Widerstandsmoment würde sich in dem Falle ergeben, dafs man zwischen die Füfse der beiden gekuppelten Schienen eine schmiedeeiserne Platte einschiebt und mit denselben vernietet.

In Fig. 198 und 199 theilen wir schliefslich noch zwei von Th. Weishaupt normalmäfsig entworfene Profile mit, deren äufsere Begrenzungslinien auf constructivem Wege angegeben sind.

Die Brauchbarkeit einer, auf Bahnhöfen und Bahnstrecken zu verlegenden Eisenbahnschiene wird von der Bedingung abhängig gemacht, dafs sie in kaltem Zustande bei einer freitragenden Länge von 0^m95 in ihrer Mitte eine Belastung von 200 Zoll-Ctr. (10000^k) 24 Stunden lang zu tragen im Stande ist, ohne dabei eine bleibende Durchbiegung zu erleiden. Eine Durchbiegung von 4 Centim. über den Kopf darf weder Brüche noch Risse zur Folge haben.

Die bei solchen Versuchen zu Grunde gelegten 200 Ctr. (10000^k) stehen mit derjenigen Belastung in Beziehung, welche die durch Schwellen unterstützten Eisenbahnschienen beim Befahren der Züge erleiden. Es tritt nämlich die größte Belastung einer Schiene in dem Augenblicke ein, wo die Treibräder einer Schnellzugmaschine gerade auf der Mitte ihrer Freilänge ruhen. Nimmt man nun den Druck dieser beiden Räder mindestens auf 14500^k an, so erleidet jede Schiene eine Belastung von 145 Ctr. = 7250^k; bei den schwersten Maschinen beträgt dieselbe sogar 180 Ctr. = 9000^k.

Fig. 198.



Für das dem Stofs zunächst liegende Schienenstück kann unter der Voraussetzung, dafs sämmtliche Schwellen gleich hoch und gleich fest liegen, mit hinreichender Genauigkeit angenommen werden, dafs dasselbe mit dem einen Ende fest und horizontal eingeklemmt ist, und mit dem anderen Ende frei aufliegt. Es

ergiebt sich daher bei einer Lage der äufseren Kräfte, wie sie Fig. 200 zeigt,

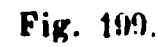


Fig. 199.

und wie sie in der That auch vorausgesetzt werden darf, für die Dimension l annähernd der Werth

$$l = \frac{16}{3} \cdot \frac{W}{e} \cdot \frac{T}{P} = \frac{16 \,.\, 140{,}3 \,.\, 700}{3 \,.\, 7250} = 72{,}2 \text{ Centim.}$$

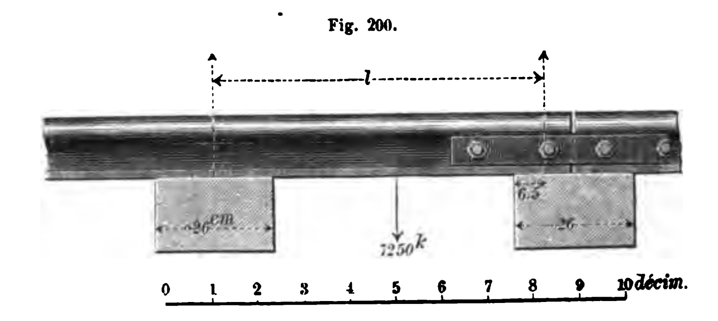
und als zulässige Entfernung der Schwellenmitten:

$$72,2 + 6,5 = 78,7 \text{ Centim.}$$

In der Mitte der Eisenbahnschienen kann man das zwischen zwei Schwellen liegende Schienenstück an beiden Enden als fest und horizontal eingeklemmt betrachten; es ist daher die gröfste zulässige Entfernung der Mitten zweier Schwellen

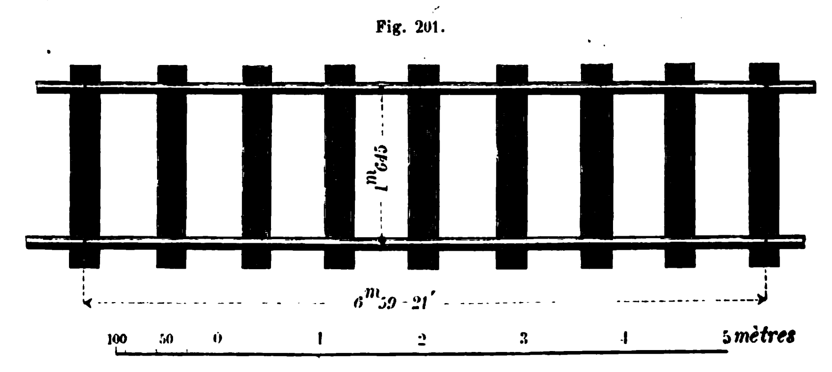
$$l = 8 \cdot \frac{W \cdot T}{e \cdot P} = \frac{8 \cdot 140,3 \cdot 700}{7250} = 1^{m}083.$$

Fig. 200.



In der Praxis unterstützt man eine 21′ (6m589) lange Schiene zwischen den Stöfsen in der Regel durch 7 Schwellen, Fig. 201, wodurch eine lichte Entfernung derselben von ungefähr 21,5″ (0m562) und eine mittlere von 31,5″ (0m797) entsteht.

Fig. 201.



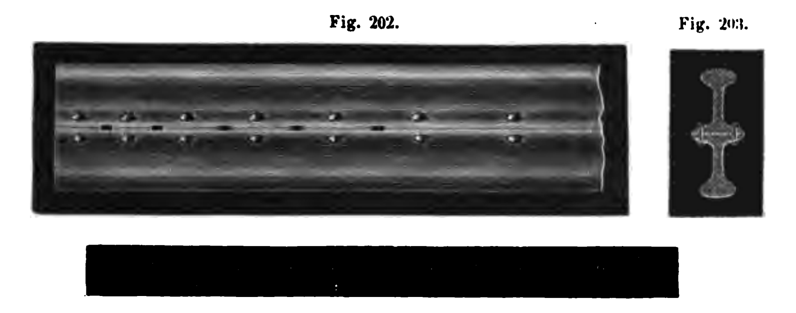
Bei der Ostbahn hat jede Schiene von 18′ (5m649) Länge 6 Unterlager, von denen je zwei Endschwellen 2½′ (0m780), die mittleren 3¼′ (1m019) von Mitte zu Mitte entfernt liegen.

Bei Uebergängen und dergl. wendet man bis zu 2m25 Spannweite Doppelschienen an, die mit ihren Füfsen über einander genietet sind. Dieselben werden direct vom Zuge befahren, lagern einfach in Schienenstühlen und werden in Entfernungen von ca. 15 Centim. untereinander vernietet und aufserdem in der Nähe der Endauflager, wo die Tangentialspannung am gröfsten ist, noch mittelst Stahlkeile verdübelt.

Fig. 202 zeigt die Seitenansicht und Fig. 203 den Querdurchschnitt dieser Doppelschiene.

Um die freitragende Länge einer solchen, durch Eisenbahnzüge belaste-

Fig. 202. Fig. 203.



ten Doppelschiene von 26 Centim. Höhe zu berechnen, entnehmen wir für das Widerstandsmoment derselben den oben gefundenen Werth

$$\frac{W}{e} = 420,4,$$

und erhalten unter derselben, bei der Berechnung der einfachen Schiene gestellten Voraussetzung

$$l = \frac{16}{3} \cdot \frac{420,4 \cdot 700}{7250} = 2^{m}165$$

als gröfste freitragende Länge für das gestofsene Ende.

Eine Durchbiegung der Doppelschiene ist in diesem Falle noch nicht wahrzunehmen.

Da die Abnutzung der Schienen fast ausschliefslich durch den Eisenbahnverkehr veranlafst wird, so ist an sich klar, dafs für die Zeitdauer ihrer Brauchbarkeit eine Verkehrseinheit zu Grunde gelegt werden mufs. Hierüber angestellte Beobachtungen haben im Allgemeinen ergeben, dafs eine Schiene unbrauchbar geworden (verschlissen) ist, wenn 3000000 Achsen über dieselbe gefahren, oder, bei einer Zugstärke von durchschnittlich 50 Achsen, wenn 60000 Locomotiven über sie fortgegangen sind. Nehmen wir die Zahl der Jahre als mafsgebend an, so läfst sich die Dauer der Schienen auf der Bahnstrecke nur sehr approximativ auf 8 bis 10 Jahre festsetzen; in noch kürzerer Zeit werden sie auf den Bahnhöfen unbrauchbar, wo sie wegen des häufigen Rangirens der Züge einer noch schnelleren Abnutzung unterliegen.

Die Schwellen dauern (getränkt) etwa 7 bis 8 Jahre aus.

Anwendung
der Eisenbahnschienen im Hochbau.

Wenn die Anwendung der Eisenbahnschienen auf den Eisenbahnbau allein nicht beschränkt bleibt, sondern vielfach auch in die Praxis des Hochbaues Eingang findet — häufiger vielleicht, als dies bei der geringen Tragfähigkeit derselben angemessen erscheint —, so hat dies wohl seine doppelte Begründung: einmal besitzen sie ein verhältnifsmäfsig geringes Eigengewicht, so dafs ihr Transport und ihre Verwendung an Ort und Stelle keine Schwierigkeit darbietet, und aufserdem erfordern sie von allen eisernen Trägern den geringsten Kostenaufwand.

Der Preis der im Hochbau verwendeten alten Eisenbahnschienen hängt hauptsächlich von ihrem, nach Ctr. berechneten, Eigengewicht ab, theils auch von ihrer

Höhe und von der Länge, in der sie abgeschlagen und zur Baustelle geschafft werden sollen.

Schienen von 13 Centim. (5") Höhe und 6^m6 (21') Länge kosten pro Ctr. $2\frac{1}{2}$ bis höchstens 3 Thlr. Das Geschäft von J. Fraenkel in Berlin offerirt

10,4 und 11,7 Centim. (4" resp. $4\frac{1}{2}$") hohe Eisenbahnschienen à $2\frac{2}{3}$ Tlr. } pro Ctr. in beliebigen Längen.
13 Centim. (5") » » à $2\frac{5}{6}$ » }

Auch das bekannte Geschäft der Gebr. Schweitzer liefert alte Eisenbahnschienen zu Bauzwecken, 10,4, 11,7 und 13 Centim. hoch, 5^m7 bis 6^m6 (18 bis 21') lang, sowie in beliebigen Längen geschlagen, für $2\frac{2}{3}$ Thlr. pro Ctr.

Aus dem Lager von Th. Lustig in Berlin bezieht man die Eisenbahnschienen zum Durchschnittspreise von $3\frac{1}{3}$ Thlr. pro Ctr., und zwar die Schienen unter 13 Centim. Höhe bis zu einer Länge von 5^m65, und die von 13 Centim. Höhe bis zu einer Länge von 6^m56.

Als Durchschnittspreis kann ferner pro ℔. einer 13 Centim. hohen Eisenbahnschiene höchstens 1 Groschen in Anrechnung kommen.

Beliebig lange Stücke berechnet man zuweilen noch mit einem Zuschlag von $2\frac{1}{2}$ Groschen pro Ctr.; solche Stücke werden dadurch erhalten, dafs man die Schienen, nachdem der Kopf und der Fufs derselben an der betreffenden Stelle eingekerbt worden, mittelst eines Spitz- und eines gröfseren Hammers durchschlägt.

Wenn nun auch dieser niedrige Preis der Eisenbahnschienen im Allgemeinen zu ihren Gunsten spricht, so wäre doch nicht unerwähnt zu lassen, dafs eben diese Billigkeits- und weniger die Nützlichkeitsgründe die so häufige Anwendung der Schienen veranlassen; ja, man mufs hinzufügen, dafs dieselben nur in den seltensten Fällen ihrer Anwendung denjenigen Grad der Sicherheit darbieten, den man mit Recht von ihnen verlangen kann. Aus der grofsen Zahl derjenigen Fälle, in denen die Eisenbahnschienen in der Praxis des Hochbaues mehr oder minder als untauglich sich erweisen, heben wir nur einige hervor:

1) 4 Eisenbahnschienen mit darüber befindlichem scheitrechtem Bogen überspannen eine Thorwegsöffnung von etwa 2^m75 Breite, und unterstützen das Frontmauerwerk eines 3 bis 4 Etagen hohen Gebäudes, die Etagenbalken u. s. w. Ob, und in welchem Grade hier eine Entlastung durch den scheitrechten Bogen erfolgt, hängt von mannigfachen Bedingungen ab, so dafs es schwierig ist, sich in solchem Falle den richtigen Mafsstab für die Beurtheilung ihrer Tragfähigkeit zu verschaffen. Man wird bei einer Berechnung jedenfalls am sichersten verfahren, wenn man von dem Vorhandensein dieses Bogens ganz abstrahirt und die Schienen als vollbelastet annimmt. Unter dieser Voraussetzung ergiebt sich höchstens eine 2- bis 3-fache, also durchaus keine ausreichende Sicherheit in der Construction.

2) Die früher so häufig angewendeten, man könnte sagen, stereotypen beiden Eisenbahnschienen, die im Innern einer Durchfahrt in der Decke des Erdgeschosses 2^m25 bis 2^m50 frei liegen und dazu bestimmt sind, in mehreren darüber befindlichen Etagen eine $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mittelmauer mit den zugehörigen Etagenbalken zu tragen, geben selbst in dem Falle, dafs über ihnen eine breite Thüröffnung vorhanden sein sollte, entschieden nicht den Grad der Sicherheit, der sich von einer guten Construction erwarten läfst. Aus diesem Grunde verfügt denn auch mit Recht die Berliner Bau-Polizeibehörde, dafs unter jenen Schienen nachträglich noch

ein Gurtbogen eingespannt werde; dafs derselbe dann freilich nicht so wirksam auftreten kann, als wenn *a* priori auf denselben reflectirt wäre, dies ist an sich einleuchtend.

3) Eine 13, oft sogar nur eine 11,7 Centim. hohe Eisenbahnschiene wird bei gemauerten Treppen als Widerlager für die einhüftigen, steigenden Gewölbe und für die Podestkappen verwendet. Um die Untauglichkeit der Schiene in diesem Falle rechnungsmäfsig — wenn auch nur überschläglich — nachzuweisen, legen wir die in Fig. 204 dargestellte Skizze zu Grunde. Hiernach betrage die Breite eines jeden Treppenarmes 1^m18, der zwischen beiden befindliche Zwischenraum 0^m15, und die Breite des Podestes 1^m25; jeder in der Stärke von $\frac{1}{2}$ Stein eingewölbte Treppenarm enthalte 12 Stufen von je 0^m15 Steigung und 0^m31 Auftritt.

Fig. 204.

Die Belastung der, in einer Länge von 2^m51 frei liegenden Eisenbahnschiene ist theils gleichmäfsig vertheilt, theils nur in der Breite eines Treppenarmes vorhanden; der Druck des anderen Armes, der mehr oder minder entlastend auf die Schiene wirkt, soll hier nicht weiter in Betracht gezogen werden.

Die gleichmäfsig vertheilte Belastung besteht aus dem Gewicht eines halben Podestes mit der zugehörigen variablen Belastung, pro □ Meter mit 750^k berechnet, nämlich

$$2{,}51 \cdot 0{,}63 \cdot 750 = 1185^k75.$$

Ferner beträgt das Eigengewicht einer Stufe, excl. variabler Belastung, vgl. Fig. 205,

$$(0{,}31 + 0{,}15) \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}18 \cdot 1600^k = 130^k27.$$

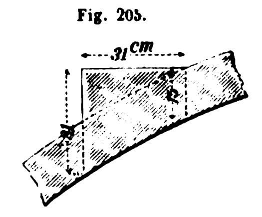


Fig. 205.

Die letztere, mit 250^k pro □ Meter berechnet, ergiebt noch

$$0{,}31 \cdot 1{,}18 \cdot 250^k = 91^k45.$$

Es beträgt daher der Druck des ganzen, aus 12 Stufen bestehenden Treppenarmes (die 13. Stufe enthält das Podest)

$$12 \cdot (130{,}27 + 91{,}45)^k = 2660^k64.$$

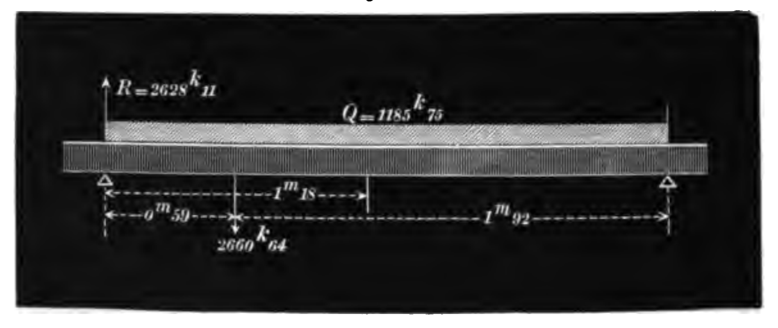
Der Belastungszustand der Eisenbahnschiene stellt sich demnach annähernd in der Weise dar, wie dies Fig. 206 zeigt, und es ist der Auflagerdruck R des linken Stützpunktes

$$R = 592{,}88 + \frac{2660{,}64 \cdot 1{,}92}{2{,}51}$$

$$= 2628^k11,$$

Wie ersichtlich, tritt an keiner Stelle des Trägers ein absolutes Maxi-

Fig. 206.



mum des Biegungsmomentes auf. Das relative Maximum desselben liegt im Angriffspunkte der 2660^k64 und beträgt

$$M = 2628{,}11 \,.\, 59 - \frac{1185{,}75}{251} \cdot \frac{59^2}{2} - 1330{,}32 \cdot \frac{59}{2}$$

$$= 107591{,}75 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Diesem Moment ist aber das Widerstandsmoment des gröfsten Eisenbahnschienen-Querschnitts von

$$140{,}3 \,.\, 700 = 98210 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

nicht gewachsen.

Indem wir auf diesen Fall im 3ten Kapitel noch einmal und ausführlich zurückkommen, bemerken wir ausdrücklich, dafs obige Rechnung nur ein annähernd richtiges Resultat bezweckte. — Auch wäre nicht unerwähnt zu lassen, dafs die in Anrechnung gebrachte zusätzliche Belastung in Wirklichkeit oft viel gröfser sein dürfte, da die Eisenbahnschienen beim Transport von schweren Gegenständen, beispielsweise von Geldschränken u. s. w. (die kleinsten wiegen 5 bis 6 Ctr., die gröfsten ca. 22 Ctr.) erheblichen Stöfsen und Erschütterungen ausgesetzt sind.

Bemerkung.

Um die eisernen Podestbalken durch den aufsteigenden Treppenarm theilweise zu entlasten, hat man vorgeschlagen, das einhüftige Kappengewölbe entweder durchweg, oder nur einzelne Steine desselben in einen 13 Centim. tiefen Falz der Umfassungsmauern des Treppenraumes eingreifen zu lassen. So einfach dieses Mittel an und für sich erscheint, so ist hiermit doch der Uebelstand verknüpft, dafs das Gewölbe beim eintretenden »Setzen« in seiner freien Bewegung gehindert wird, wodurch dann eine windschiefe Leibungsfläche entstehen kann. — Die Ausführung des Gewölbes erfolgt so flach wie möglich — auf 1 Meter Spannweite höchstens 6 Centim. Pfeilhöhe — weil sich sonst über den untersten Stufen eine zu grofse Aufmauerung ergeben würde. Dies hat aber andererseits zur Folge, dafs sich der Schub der Treppenarme in erhöhtem Grade durch die Podestkappe auf die Frontmauer überträgt, in der dann nicht selten innerhalb der Fensterbrüstungen Risse und Sprünge hervortreten. Um diesen Schub zu verringern, ist es vortheilhaft, die Podestkappe nach der Aufsenfront hin in einer etwas steigenden Richtung einzuwölben, oder auch wohl dicht an diese Mauer eine Eisenbahnschiene zu verlegen,

die zur Verstärkung des Widerlagers beiträgt. Nach baupolizeilicher Vorschrift müssen die letzteren jedesmal auch an solchen Stellen verlegt werden, wo Kappengewölbe sich gegen $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauern stützen. — Auch könnte man in derselben Absicht in die Podestkappe einen Kranz *k*, Fig. 207, $\frac{1}{2}$ Stein hoch und 1 Stein breit, einwölben, mittelst dessen der Schub hauptsächlich nach den Ecken übertragen wird. Beim Einwölben der Kappe ist noch besonders darauf zu achten, dafs der Anschlufs derselben an die Eisenbahnschiene mit einem gröfseren Steinstück, etwa mit einem Zwei- oder Dreiquartier erfolgt. Diese Steine müssen, der Profilform der Schiene entsprechend, genau zugerichtet werden. Ein einfaches Verzwicken, oder gar ein blofses Ausfüllen der hier entstehenden gröfseren Fuge mit schlechtem Cement ist durchaus verwerflich. Für die unterste Stufe, über der meistentheils eine gröfsere Aufmauerung nothwendig wird, wäre der in Fig. 208 dargestellte Verband zu empfehlen: hierin bezeichnet *a* ein Dreiquartier, *b* einen hochkantig zu stellenden ganzen Stein; in der nächsten Schicht schliefst sich an die Eisenbahnschiene der Läufer *c* an.

Fig. 207.

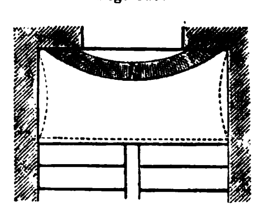


Fig. 208.

4) Eisenbahnschienen, die in neuerer Zeit, namentlich im Kellergeschofs, so häufig als Widerlager für gewöhnliche $\frac{1}{2}$ Stein starke Kappen dienen, bieten in allen denjenigen Fällen, wo sie bei mehr als 1^m50 Spannweite des Gewölbes in einer gröfseren Länge als 2^m50 frei verlegt werden, keinen ausreichenden Grad von Sicherheit dar.

Nehmen wir eine Spannweite des Gewölbes von $5' = 1^m57$ und eine Länge desselben von $9' = 2^m85$ an, so ist das Biegungsmoment M mit Rücksicht darauf, dafs der Druck eines $\frac{1}{2}$ Stein starken Gewölbes, incl. variabler Belastung, pro □ Fufs $1\frac{1}{2}$ Ctr., oder pro □ Meter 750^k beträgt,

1) in Ctr.-Zoll ausgedrückt:

$$M = \frac{5 \cdot 9 \cdot 1{,}5 \cdot 9 \cdot 12}{8} = 911 \text{ Ctr.-Z.} > 7{,}8 \cdot 100.$$

2) in Kilogr.-Centim. ausgedrückt:

$$M = \frac{1{,}57 \cdot 2{,}85 \cdot 750 \cdot 285}{8} = 119553{,}04 \text{ Kil.-Ctm.} > 140{,}3 \cdot 700.$$

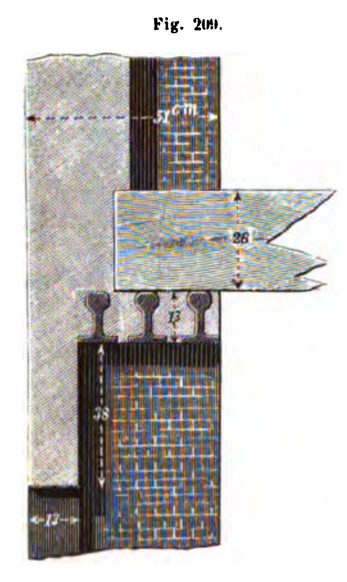
Dieses Moment übersteigt also das Widerstandsmoment der stärksten Eisenbahnschienen-Querschnitte.

In den vorangeschickten Beispielen erweisen sich die Eisenbahnschienen, wenn auch nicht als völlig unzulänglich, so doch mehr oder weniger unzuverlässig. Es sollen nun nachfolgend einige Fälle hervorgehoben werden, in denen sich mit gröfserer Sicherheit von ihnen Gebrauch machen läfst.

Eine zweckmäfsige Verwendung finden die Eisenbahnschienen in solchen Fällen, wo sie Fenster-, Thorwegsöffnungen u. dergl. unter günstigen Belastungsverhältnissen horizontal abzuschliefsen bestimmt sind, beispielsweise also bei denjenigen Fenstern des Erdgeschosses eines Gebäudes, deren Verschlufs durch Rolljalousien hergestellt werden soll. Da ihre Breite gewöhnlich nur 1^m bis 1^m20 be-

trägt, so genügen zur Ueberspannung dieser Oeffnung bei 2- bis 3-stöckigen Gebäuden **drei** Eisenbahnschienen; dieselben ersetzen hier den sonst üblichen flachen Stichbogen, der in diesem Falle eine noch gröfsere Beeinträchtigung des Lichts zur Folge hätte; sie müssen dabei horizontal abgewogen und an ihren Enden etwa 30 bis 40 Centim. tief in die Fensterpfeiler eingemauert werden. An der Vorderfront deckt die Jalousierolle ein $\frac{1}{2}$ Stein starker scheitrechter Bogen, der seiner geringen Spannweite wegen keiner weiteren Unterstützung bedarf. Aus Fig. 209 ist diese einfache Construction ersichtlich.

Fig. 209.



Wenn Eisenbahnschienen in einer **Frontmauer** zur Ueberspannung einer **gröfseren** Oeffnung verwendet und dabei über $1^{m}30$ frei verlegt werden, so ist die Einwölbung eines **Entlastungsbogens** durchaus erforderlich; diese Bogen sind dann unter Umständen auch in den Brüstungen aller derjenigen Fenster anzubringen, die in den oberen Etagen über jener Oeffnung sich befinden.

In Fig. 210 ist der Fall dargestellt, wo eine derartige, etwa zur **Durchfahrt** dienende Oeffnung von $2^{m}75$ bis 3^{m} Weite mit Hülfe der Eisenbahnschienen *a* horizontal abgeschlossen werden soll. Die bereits in den Fig. 132 u. 133 dargestellte, hierauf bezügliche Construction bedingte einen scheitrechten Bogen, sowie die Anwendung von Flachschienen, Rundstangen u. s. w., die unter Benutzung von Eisenbahnschienen jedenfalls entbehrlich werden. Es wäre hierbei nur erforderlich, über die letzteren einen Entlastungsbogen *b* von 1 bis $1\frac{1}{2}$ St. Stärke in gutem Material zu spannen und den Raum unterhalb dessel-

Fig. 210.

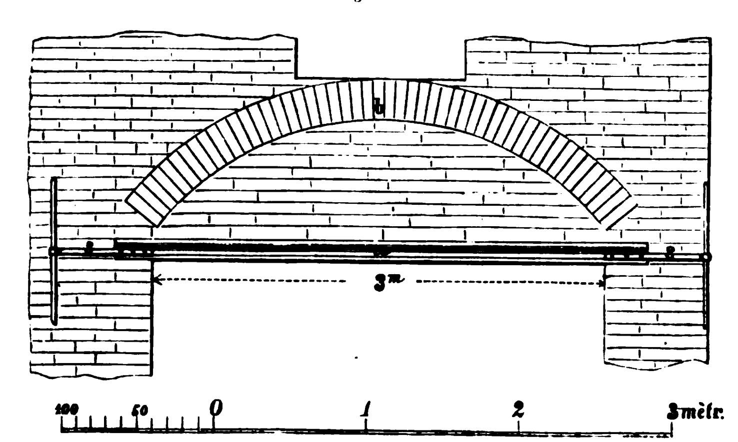
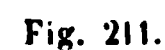
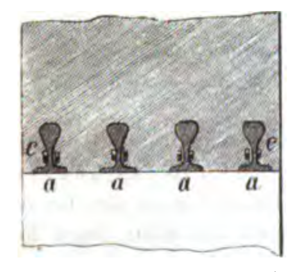


Fig. 211.





ben mit Mauerwerk in gewöhnlichem Verbande auszufüllen. Sollte die Stärke der Mauer nur $1\frac{1}{2}$ Stein betragen, so genügen allenfalls 2 Eisenbahnschienen; bei mehrstöckigen Gebäuden ist jedoch die Zahl derselben entsprechend zu vergröfsern. Wird mit Rücksicht auf die zu schwachen Eckpfeiler eine Verankerung derselben erforderlich, so benutzt man zu diesem Zweck die Eisenbahnschienen, an deren Steg die Bänder *s* mit den zugehörigen Splinten ihre Befestigung finden. Die Verankerung ist dann freilich nicht so wirksam, wie in dem Falle, dafs das Zugband an seiner richtigen Stelle liegt, d. h. durch einen besonders zu ermittelnden Punkt der Kämpferfuge hindurchgreift. In der Ansicht werden die Schienen durch die Backsteine *cc* verdeckt, die zu diesem Zweck verhauen und, hochkantig gestellt, mit Cement fest angedrückt werden.

Fig. 211 zeigt den Querdurchschnitt in gröfserem Mafsstabe.

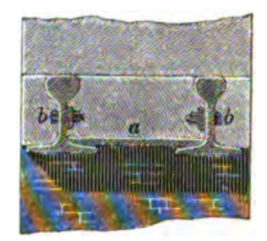
Wenn sowohl die Belastung der Eisenbahnschienen, wie ihre freie Länge nicht zu grofs ist, so läfst sich der horizontale Abschlufs einer $1^{m}75$ bis höchstens $2^{m}5$ weiten Oeffnung auch dadurch bewirken, dafs man einen scheitrechten Bogen direct auf die Schienen legt und die letzteren mit den Widerlagsmauern fest verankert.

Fig. 212.



Diese Construction, welche sich etwa für vorspringende Hallen und Balcons eignet, zeigt Fig. 212 in der Vorderansicht und Fig. 213 im Durchschnitt. Sie bietet — ebenso wie die in Fig. 210 dargestellte —, besonders den Vortheil dar, dafs die Ankerschienen nicht innerhalb des Bogens liegen, weshalb kein Verhau der Steine erforderlich ist.

Fig. 213.



Auf eine gröfsere Entlastung durch den scheitrechten Bogen ist jedoch niemals mit Sicherheit zu rechnen, da der letztere bei dem nothwendig eintretenden Setzen direct auf die Schienen drückt. Die Köpfe derselben können immer 4 bis 5 Centim. gegen die Aufsenflächen des Bogens zurücktreten. Unter *a* ist eine Dachsteinschicht, unter *bb* sind durch Verhau zugerichtete, hochkantig gestellte Steine zu denken.

Fig. 214.



Fig. 215.



Was speciell noch die Verankerung anbetrifft, so erfolgt diese am einfachsten in der Weise, dafs man an die Enden der Schienenstege eine Ankerschiene mittelst 2 bis 3 Bolzen befestigt und durch die, an derselben befindliche Oese

einen Splint hindurchsteckt. Auch kann die in Fig. 214 dargestellte Anordnung getroffen werden. Die Ankerschiene umfaſst hier gabelförmig den Steg der Schiene und nimmt an ihrer vorderen, ¾-kreisförmigen Abrundung den cylindrischen Splint auf.

Fig. 216.

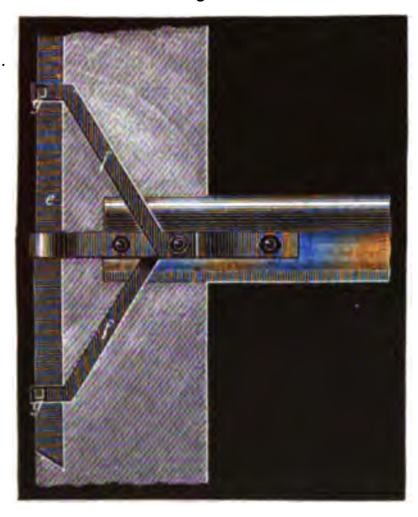
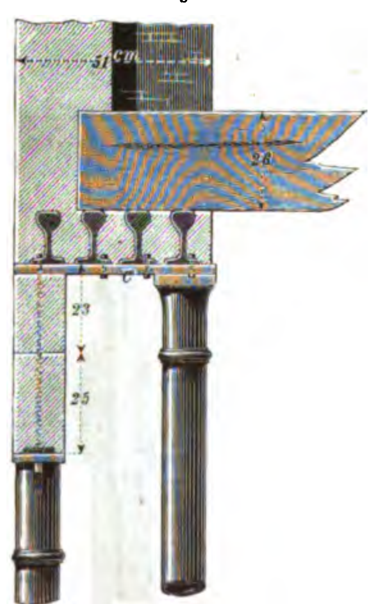


Fig. 215 zeigt dieselbe Verankerung im Horizontalschnitt durch den Steg, nur mit der Modification, daſs der Splint hier prismatisch gedacht ist.

Wirksamer — und namentlich für schwache Widerlager zu empfehlen — wird die Verankerung, wenn man das obere und untere Ende des Splintes *e* durch die schräg gerichteten Zugschienen *ff* mit dem Steg der Eisenbahnschiene in eine feste Verbindung bringt. Die Fig. 216 veranschaulicht diese Anordnung im Durchschnitt. Die Zugschienen *ff*, von denen die eine in ihrer Verbindung mit der Schiene eine Verkröpfung erleidet, umfassen den Splint mittelst einer Oese in ganz gleicher Weise, wie dies bei der Hauptankerschiene der Fall ist. Auch lieſse sich allenfalls noch von den Riegeln *gg* Gebrauch machen, die durch die Seitenwände jener Oesen hindurchgesteckt werden und zur Verbindung der beiden Splinte unter einander dienen. Auf diese Weise wird eine gröſsere Mauermasse für die Verankerung nutzbar gemacht.

Die Anwendung der Eisenbahnschienen zu Schaufenster-Constructionen wird stets einer groſsen Einschränkung unterworfen bleiben, da in diesem Falle die Breite der zu überspannenden Oeffnung kaum mehr als $1^{m}25$ bis $1^{m}50$ betragen darf. Heutigen Tages gehören indessen Schaufensterweiten von $2^{m}25$ bis $2^{m}50$ zu den ganz gewöhnlichen, und es würden daher selbst 4 oder 5 neben einander zu verlegende Eisenbahnschienen bei mehrstöckigen Gebäuden noch keine hinreichende Sicherheit darbieten. Auſserdem entsteht hierbei der Uebelstand, daſs die Deckenbalken des Geschäftslocals auf die Köpfe der Schienen gelegt werden müssen, was für die oberen Etagen einen Höhenverlust zur Folge hat.

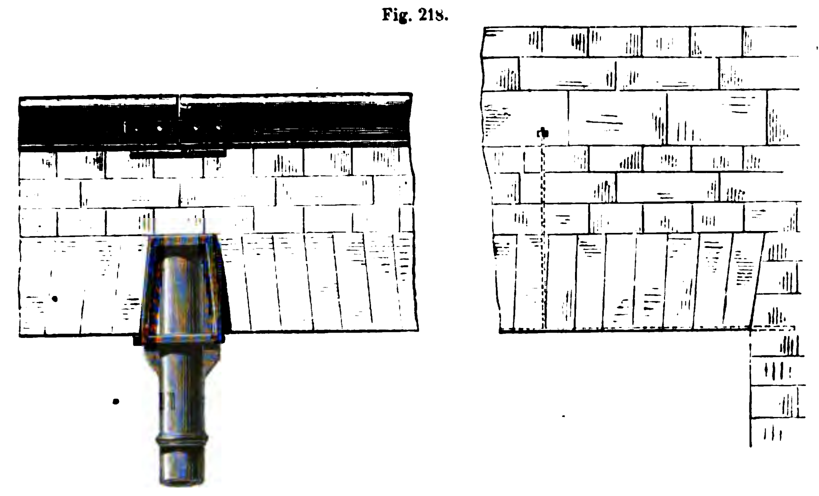
Fig. 217.



Um ein hierher gehöriges Beispiel vorzuführen, geben wir in Fig. 217 den Querschnitt durch eine Schaufensteröffnung von $1^{m}25$ bis $1^{m}50$ lichter Weite. Auſser dem Erdgeschoſs enthalte das Gebäude noch 2 bis 3 Etagen, in denen die Eisenbahnschienen durch die darüber befindlichen Fensteröffnungen zum groſsen Theil entlastet werden müssen. Mit Rücksicht

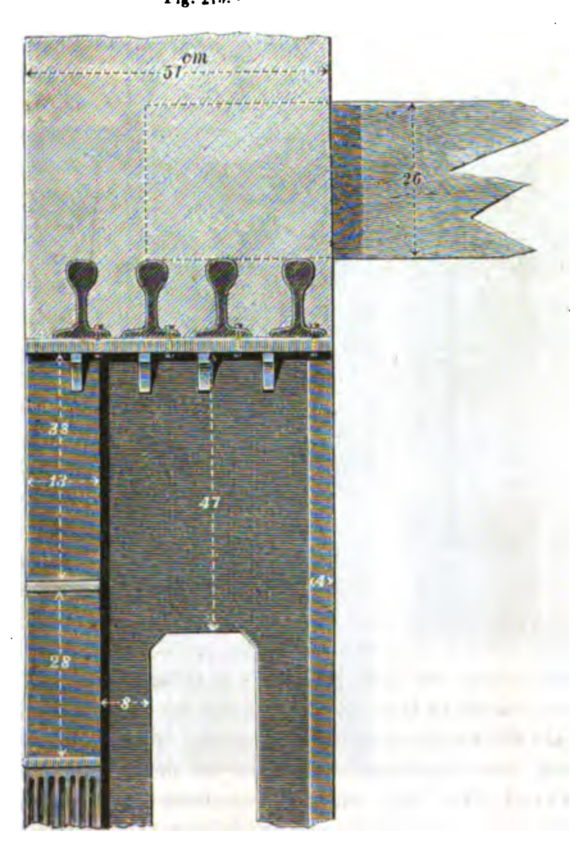
darauf, daſs es immer miſslich ist, einen 1½ oder 2 Stein hohen scheitrechten Bogen in einer Stärke von ½ Stein einzuwölben, soll dieser im vorliegenden Falle,

Fig. 218.



ebenso wie das guſseiserne Widerlagsstück, nur eine Höhe von einem Stein erhal-

Fig. 219.

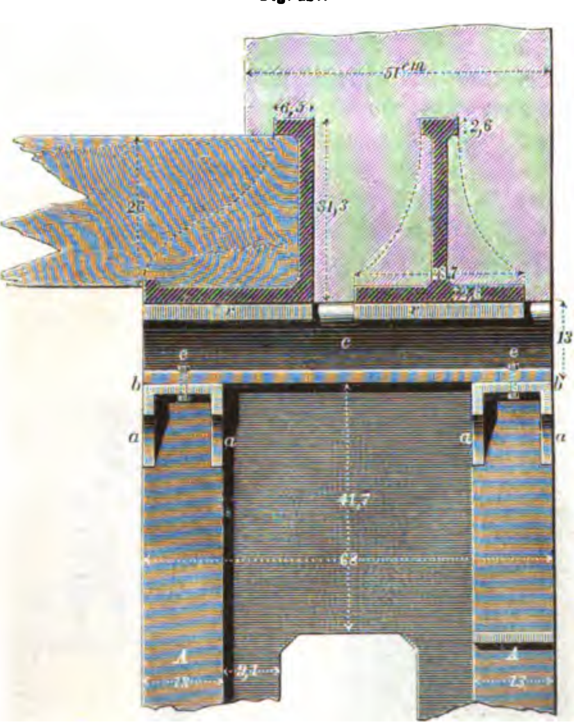


ten; darüber hinaus wird dann die Mauer bis unter den Fuſs der Eisenbahnschiene in gewöhnlichem Verbande mit horizontalen Lagerfugen ausgeführt. Es liegt demnach die Querplatte *c* nicht unmittelbar auf dem Widerlagsstück — wie dies in den früheren Beispielen der Fall war —, sondern auf den Läufersteinen der Aufmauerung. Der Stoſs zweier Schienenstücke, der allerdings nicht so absolut nothwendig ist, wie bei guſseisernen Trägern, erfolgt aus praktischen Gründen auch hier am besten über jeder Querplatte einer derartigen Schaufenster-Anlage, wodurch das Aufbringen jener Stücke wesentlich erleichtert wird.

In Fig. 218 ist noch die Vorderansicht dieser Construction von der Straſsenseite dargestellt.

Sollte statt der Säulen eine guſseiserne Wand in Anwendung kommen, so würde dadurch, wie aus Fig. 219 ersichtlich, keine Aenderung in dem Constructionsverfahren eintreten. Es wäre noch zu erwähnen, daſs die Lage der vorderen Eisenbahnschiene nicht immer gestattet, die unter der Leibungsfläche des scheitrechten Bogens befindliche Schiene durch einen Hängebolzen direct an den Fuſs der ersteren anzuhängen. In solchem Falle hilft man sich mittelst eines, an die Füſse der beiden vordersten Schienen anzunietenden Winkeleisens, welches in entsprechender Länge vorgestreckt wird; oder man giebt jener Schiene eine solche Stärke, daſs sie bei der vorausgesetzten Länge von $1^{m}50$ keiner weiteren Unterstützung bedarf.

Fig. 220.



Eine sehr zweckmäſsige, allerdings nur secundäre Anwendung finden die Eisenbahnschienen dann, wenn man mit Rücksicht auf gröſsere Sicherheit in der Construction eine Verbreiterung des Auflagers derjenigen Frontträger beabsichtigt, die bei Schaufenster-Anlagen über der Kopfplatte der guſseisernen Säulen oder Wände gestoſsen werden. Ein in diesem Sinne verbessertes Auflager ist bei dem Neubau des Hauses an der Ecke der Jäger- und Friedrichsstraſse in Berlin in folgender Weise ausgeführt:

Unterhalb der Kopfplatte der guſseisernen Wand, und zwar in einem Abstande von 13 Centim. von derselben, liegen die an die Seitenflächen der quadratischen Hohlpfeiler *A*, Fig. 220, angegossenen beiden Horizontalplatten *bb*; dieselben werden durch je 2, an ihrer Unterkante schräg ansteigende Rippen *a* unterstützt,

welche mit der Aufsenfläche jener Hohlpfeiler bündig sind; diese Platten dienen zum Auflager für die, durch die ganze Tiefe der Frontmauer durchgreifenden Eisenbahnschienen *cc*; ihre Befestigung erfolgt durch die Bolzen *ee*. Da die Köpfe

Fig. 221.

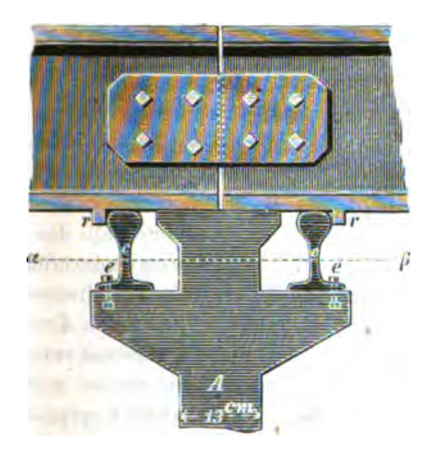
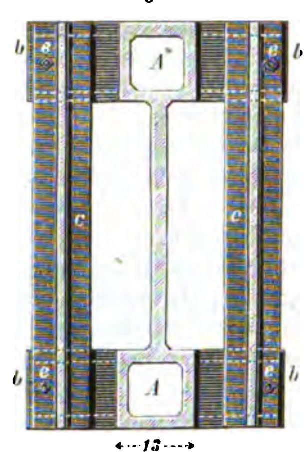


Fig. 222.



der beiden Schienen mit der Kopfplatte der gufseisernen Wand in gleicher Höhe liegen, so ergab sich dadurch selbstverständlich ein verbreitertes Auflager der ge-

Fig. 223.

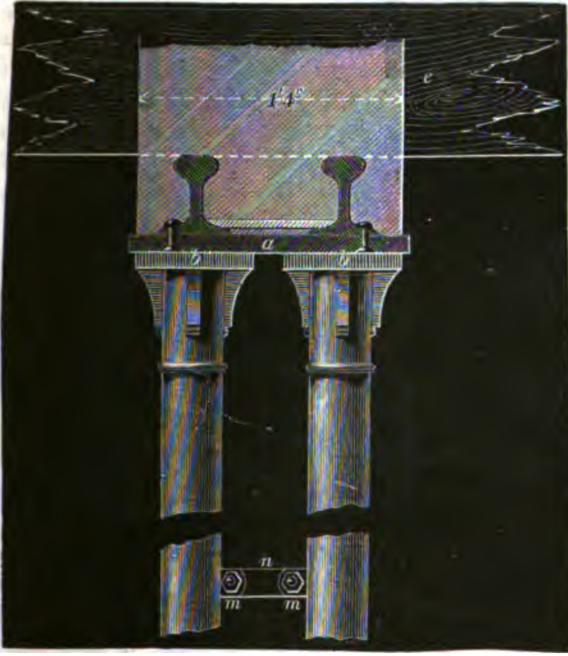


Fig. 224.



stofsenen Frontträger. Die Unverschiebbarkeit der letzteren in der Längenrichtung der Front wird durch kleine, an ihrer unteren Flansche angegossene Rippen *rr* gesichert, die sich dicht an die Köpfe der Eisenbahnschienen anschliefsen. Fig. 220 zeigt den Querdurchschnitt,

Fig. 221 die Vorderansicht dieser Verbindung und Fig. 222 einen Horizontalschnitt nach der Linie $\alpha\beta$ der Fig. 221.

Wenn eine längere, $1\frac{1}{2}$ Steine starke Mittelmauer, die zugleich zur Unterstützung der Etagenbalken dient, durch Eisenbahnschienen getragen werden soll, so sind mindestens 2, oder sicherer 3 derselben neben einander zu verlegen und in Entfernungen von $1^{m}75$ bis höchstens $2^{m}25$ durch Säulen zu unterstützen. Es wird dabei vorausgesetzt — und dies ist ausdrücklich hervorzuheben —, dafs die Belastung der, etwa bis in die oberen Etagen weiter durchgreifenden Mittelmauer mit den dazu gehörigen Etagenbalken durch Entlastungsbogen für die eisernen Träger unschädlich gemacht werden mufs; denn den letzteren ist nur die Belastung der Mittelmauer in der Höhe einer Etage mit den betreffenden Deckenbalken zuzumuthen; und selbst dann wäre es vortheilhaft, die Mittelmauer »auszunischen«, oder durch Oeffnungen zu unterbrechen, oder dieselbe wenigstens unterhalb des Entlastungsbogens aus »leichten« Steinen, event. aus »Lochsteinen« auszuführen.

Fig. 223 giebt den Querdurchschnitt und Fig. 224 die Vorderansicht dieser Construction. Zur Verbindung der beiden hinter einander aufgestellten Säulen dient die durchschnitten dargestellte schmiedeeiserne Platte *a*, welche mittelst Niete mit versenkten Unterköpfen an die Schienenfüfse befestigt wird. Um auch die Säulen in ihrem oberen Theile gegen ein mögliches Verschieben zu sichern, werden an die Kopfplatten *b* derselben die etwa 2 Centim. hohen prismatischen Erhöhungen *cc* angegossen, die in die correspondirenden Vertiefungen *dd* der Querverbindungsplatte genau hinein passen.

Fig. 225.

Fig. 225 zeigt den Grundrifs dieser Anordnung, Fig. 226 die Ansicht auf die Kopfplatte der Säulen, und Fig. 227 die Querplatte *a*, von unten gesehen.

Der Stofs zweier Schienen mufs, wie aus den Fig. 224 und 225 ersichtlich, mitten über den Säulen stattfinden; die beste Verbindung ist dabei die mittelst

Fig. 226. Fig. 227.

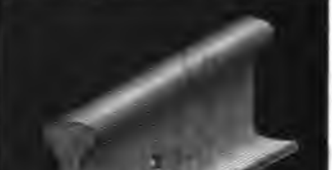


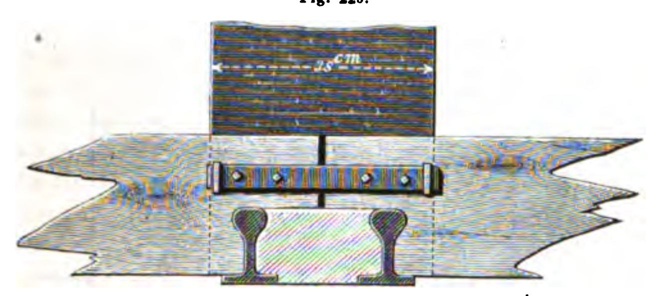
Fig. 228.

Doppellaschen und 4 Schraubenbolzen, zu welchem Zweck die Schienenstege mit den betreffenden Bolzenlöchern versehen sein müssen, vergl. Fig. 228.

Der Durchmesser der Säulen ist in solchen Fällen mit 10 bis 12 Centim. und ihre Wandstärke mit 1,5 bis höchstens 2 Centim. völlig ausreichend; in ihrer ganzen Höhe sind sie etwa zwei- bis dreimal durch die angegossenen Lappen *mm* mit den schmiedeeisernen Stäben *n* zu verschrauben.

Was die Etagenbalken *e* anbetrifft, so lagern diese gewöhnlich unmittelbar auf den Köpfen der Eisenbahnschienen. Wenn indessen die Bedingung gestellt wird, dafs die letzteren unter der Decke nicht hervortreten sollen, so sind die Balkenauflager in der Höhe der Schienen nothwendigerweise mit Ausschnitten zu versehen. Hierbei wäre es nun allerdings unzweckmäfsig, die Balken in ganzer Länge über die eisernen Träger continuirlich fortgreifen zu lassen; mit Rücksicht auf gröfsere Tragfähigkeit derselben würde vielmehr ein freies Auflager

Fig. 229.



über den Trägern, d. h. ein Stofs der Balken vorzuziehen sein, wie dies Fig. 229 veranschaulicht. Der zwischen den Eisenbahnschienen verbleibende Zwischenraum wird mit Backsteinen ausgefüllt.

Sollte die Aufstellung der gufseisernen Säulen locale Uebelstände darbieten und aus diesem Grunde nicht wünschenswerth erscheinen, so ist die Construction so einzurichten, dafs die Unterstützung der Mittelmauer nicht von unten, sondern von oben her erfolgt. Am zweckmäfsigsten wäre hierbei die Anwendung eines oberen, flach, oder in Form eines Korbbogens einzuspannenden Entlastungsbogens, an den die untere Eisenverbindung mit Hülfe eines vertikal durchgreifenden Bolzens angehängt wird.

Fig. 230 zeigt die Vorderansicht einer derartigen Construction, Fig. 231 den Grundrifs der beiden eisernen Träger und Fig. 232 den Querdurchschnitt nach gröfserem Mafsstabe.

Die lichte Spannweite zwischen den in einer Stärke von $\frac{1}{2}$ Stein vorgelegten Endpfeilern, vergl. auch den Ensemble-Grundrifs, Fig. 233, ist auf $4^{m}130$ angenommen. Die über diese Oeffnung aufzuführende Mauer soll unterhalb des 38 Centim. breiten Entlastungsbogens bis auf 1 Stein Stärke ausgenischt und durch 2 Eisenbahnschienen von je 13 Centim. Höhe getragen werden. An den Enden ruhen dieselben auf schmiedeeisernen Platten, die auf den Auskragungen jener Pfeiler lagern. Zur weiteren Unterstützung der Schienen in ihrer Mitte dient eine vertikale Rund- oder Hängestange, die sich unterhalb der Träger mit einer schmiedeeisernen Querplatte verbindet und bis zur Scheitelhöhe des Entlastungsbogens durchgreift. Mittelst eines horizontalen Splintes wird diese Stange und mit ihr zugleich der gröfste Theil der auf den Schienen ruhenden Last an jenen Bogen angehängt. Statt des Splintes dürfte übrigens, wie auch in Fig. 230 angenommen, weit vortheilhafter eine gufseiserne mit Verstärkungsrippen versehene Platte zu verwenden sein. — Sollte sich gerade in der Mitte der Mauer eine Thür befinden, so liefse sich an beiden Seiten derselben je eine Vertikalstange in Anwendung bringen.

Die Stärke des Entlastungsbogens richtet sich nach der Art und Weise

seiner Inanspruchnahme und wäre mindestens auf 1½ Stein festzusetzen; die Einwölbung desselben geschieht entweder in gewöhnlichem Verbande, oder **ringförmig** aus **Einzelschichten** ohne gegenseitigen Verband. Im vorliegenden Falle

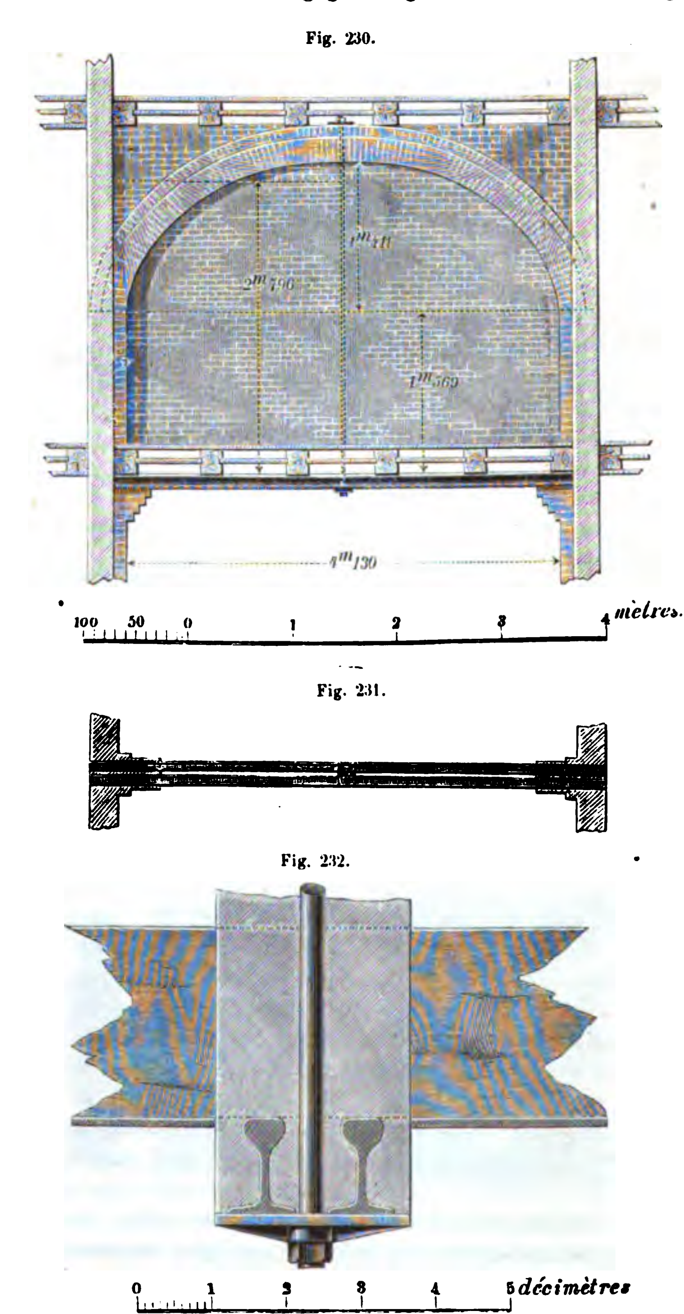


Fig. 230.

Fig. 231.

Fig. 232.

besteht jener Bogen aus **zwei** isolirt übereinander befindlichen Ringen von 1, resp. ½ Stein Stärke.

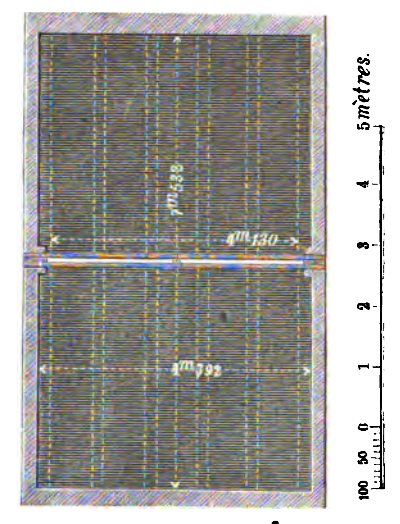
Bei der grofsen Inanspruchnahme, welche die Hauptconstructionstheile dieser Verbindung erleiden, sind dieselben nothwendig einer Berechnung zu unterwerfen. Es wäre hierbei zu ermitteln:

1) der Durchmesser der Hängestange,

2) die Tragfähigkeit der Eisenbahnschienen,

3) der Schub und die daraus hervorgehende Stärke des Entlastungsbogens.

Fig. 233.



Ob im Uebrigen bei nicht ausreichender Widerlagsstärke des letzteren eine Zugstange nothwendig wird, und welchen Durchmesser dieselbe event. erhalten mufs, entzieht sich an dieser Stelle einer näheren Betrachtung.

ad 1)

Die Belastung der eisernen Träger besteht:

a) Aus dem Druck der Mittelmauer, die unter dem Entlastungsbogen in einer Stärke von 1 Stein aus Lochsteinen aufgeführt werden soll; ihre Höhe von der Unterfläche der Etagenbalken gemessen, berechnet sich äquirt auf 2^m796. Das Gewicht dieser Mauer beträgt:

$$4{,}130 \,.\, 0{,}25 \,.\, 2{,}796 \cdot 1600 \,.\, \frac{3}{4} = \ldots\ldots \quad 3464^k2$$

b) Aus dem Druck der Balkenlage mit der darauf ruhenden zusätzlichen Belastung

$$\frac{5}{8} \cdot 7{,}532 \,.\, 4{,}130 \,.\, 500 = \ldots\ldots \quad 9720^k9$$

c) Aus dem Eigengwicht der beiden, 13 Centim. (5'') hohen Eisenbahnschienen, annähernd . . . . 355^k

Summa 13540^k

Hiervon trägt die vertikale Rundstange

$$\frac{5}{8} \cdot 13540^k = 8462^k = P.$$

Es ist daher der Querschnitt derselben

$$\frac{8462}{700} = 12{,}09 \;\square\text{Centim.},$$

und ihr Durchmesser

$$d = \sqrt{\frac{4 \,.\, 12{,}09}{3{,}141}} = 3{,}84 \text{ Centim.}$$

ad 2)

Zur Berechnung des über dem mittleren Aufhängepunkte vorhandenen gröfsten Biegungsmomentes dient die Formel

$$M = \frac{QL}{32}.$$

Es ist daher dieses Moment für **j e d e** der beiden Eisenbahnschienen

$$M = \frac{13540 \,.\, 413}{2 \,.\, 32} = 87375 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Dieser Werth bedingt ein **W i d e r s t a n d s m o m e n t** des Querschnitts von

$$\frac{87375}{700} = 124{,}8.$$

Es würden mithin die als Träger gewählten, 13 Centim. hohen Eisenbahnschienen, deren Widerstandsmoment 140,3 ist, eine grofse Sicherheit darbieten.

Die Länge des Auflagers einer jeden der beiden Eisenbahnschienen berechnet sich nach der Gröfse des Auflagerdruckes

$$\frac{1}{2} \cdot \frac{3}{16} Q,$$

wobei am zweckmäfsigsten eine gemeinschaftliche **A u f l a g e r p l a t t e** in Anwendung kommt.

ad 3)

Um die Stärke X des Entlastungsbogens zu ermitteln, werde derselbe, vergl.

Fig. 234.

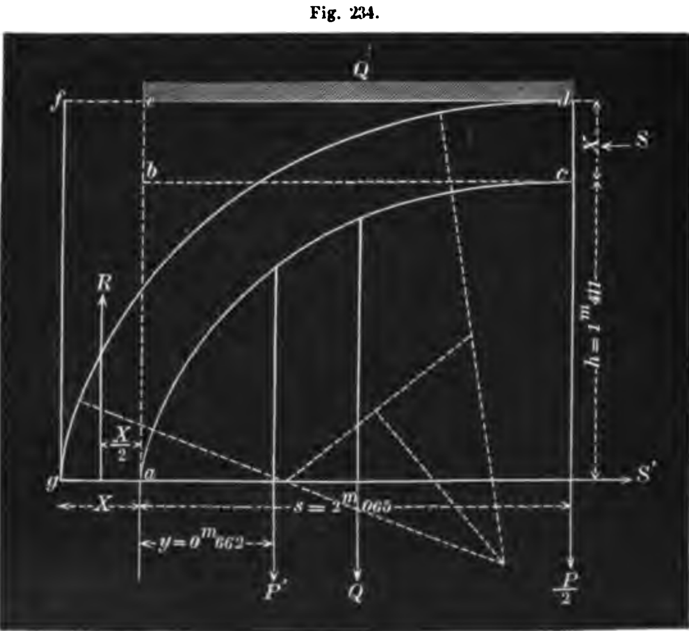


Fig. 234, zur Hälfte in seinem Belastungszustande dargestellt.

Die den Bogen angreifenden Kräfte sind folgende:

1) Die beiden gleich grofsen **H o r i z o n t a l k r ä f t e** S und S', von denen die eine, im Schwerpunkte der Scheitelfuge wirksam, den hier auftretenden Druck und die andere den Schub des Gewölbes ausdrückt.

2) Die in der Scheitelfuge angreifende **E i n z e l k r a f t** $\frac{P}{2}$.

3) Das **Eigengewicht** des Gewölbes, bestehend aus dem Gewicht P' der Fläche *acde*, vermehrt um das Gewicht des Gewölbetheils mit der Fläche *aefg*.

4) Die durch die Balkenlage der oberen Etage gleichmäfsig vertheilte Belastung Q.

5) Die **Reaktion** R des Gewölbeauflagers, in der Mitte desselben wirksam.

Die aus diesen Kräften sich ergebende statische Momentengleichung, in Bezug auf den Punkt a als Drehpunkt, ist

$$S\left(h + \frac{X}{2}\right) = \frac{P}{2} \cdot s + P'.y + Q \cdot \frac{s}{2} - (h + X)\frac{X^2}{2} \cdot 38 \,.\, 0{,}0016 + R \cdot \frac{X}{2}.$$

Für den Gurtbogen werde eine Breite von $1\frac{1}{2}$ Stein = 38 Centim. vorausgesetzt; es beträgt daher der **zulässige Druck** in der Scheitelfuge

$$\text{I.} \qquad S = 38 \,.\, 10\,X = 380\,X \text{ Kilogr.}$$

Es ist ferner, unter F die bis zur Scheitelhöhe des Gewölbes horizontal abgeglichene Fläche *acde* verstanden:

$$\text{II.} \qquad P' = 38 \,.\, 0{,}0016 \,.\, F,$$

und

$$\text{III.} \qquad F = s \,.\, X + \frac{1}{4}\, s \,.\, h^{*}),$$

folglich

$$\text{IV.} \qquad F \,.\, y = \frac{1}{2}\, s^2 X + \Sigma\,(Sm),$$

unter $\Sigma\,(Sm)$ das Schwerpunktsmoment des Gewölbetheils $a\,b\,c$ verstanden.

Endlich

$$\text{V.} \qquad R = \frac{P}{2} + Q + P' + 38 \,.\, 0{,}0016 \,.\, (h + X)\, X.$$

Indem wir in die obige Gleichung die betreffenden Zahlenwerthe substituiren, ergiebt sich:

$$380\,X\left(141{,}1 + \frac{X}{2}\right) = 4231 \,.\, 206{,}5 + 0{,}0608\left(\frac{1}{2} s^2 X + \Sigma\,(Sm)\right)$$
$$+ \frac{5}{8} \cdot 7{,}532 \,.\, 2{,}065 \,.\, 500 \,.\, 103{,}3 - 0{,}0608\,(141{,}1 + X)\,\frac{X^2}{2}$$
$$+ 0{,}0304\,X^3 + 10{,}5\,X^2 + 4767{,}1\,X,$$

oder, nach theilweiser Auflösung der Klammern und gleichzeitiger Division der Gleichung durch 4,

$$47{,}5\,X^2 + 13404{,}5\,X = 218425{,}37 + 0{,}0152\,(21321{,}12\,X + 259700)$$
$$+ 125340{,}01 - 141{,}1 \,.\, 0{,}007\,X^2 - 0{,}0076\,X^3 + 0{,}0076\,X^3 + 2{,}6\,X^2$$
$$+ 1191{,}8\,X.$$

---

*) Bei einem Parabelbogen $\frac{1}{3}\, sh$.

Hieraus

$$45,97\,X^2 + 11888,6\,X = 347712,82.$$

$$X^2 + 258,6\,X = 7563,9$$

$$X = -\,129,3 + \sqrt{129,3^2 + 7563,9}$$

$$= 26,5 \text{ Centim.}$$

Wenn hiernach eine Bogenstärke von 1 Stein anscheinend genügt, so würde doch aus Gründen, die wir weiter unten kurz erörtern, eine Vergröfserung des Querschnitts auf $1\frac{1}{2}$ Stein Höhe nothwendig geboten sein; und selbst diese Stärke dürfte in dem Falle, dafs über dem Entlastungsbogen eine höher hinaufgeführte Mittelmauer aufruht, sich noch als unzureichend erweisen.

Für die Gröfse des Horizontalschubes ergiebt sich nun

$$S = 38\,.\,26,5\,.\,10 = 10070^k.$$

Es ist ferner

$$F = 206,5\,.\,26,5 + \frac{1}{4}\cdot 206,5\,.\,141,1$$

$$= 12756,4 \;\square\text{Centim., und}$$

$$y = \frac{565009,68 + 259700}{12756,4}$$

$$= 66,2 \text{ Centim.}$$

Der für X gefundene Werth läfst sich etwa in folgender Weise controlliren:

Nach Schwedler ist das Produkt $R\,.\,Z^0$ gleich dem, durch Ctr. ausgedrückten, Horizontalschube des Gewölbes in der Scheitelfuge; hierin bezeichnet R den Halbmesser der Mittellinie des Druckes und Z^0 die Lasthöhe des Gewölbes im Scheitel, beide Dimensionen durch Fufse ausgedrückt. Legt man das Metermafs zu Grunde, so repräsentirt das zehnfache des Produktes $R\,.\,Z^0$ den Gewölbeschub im Scheitel.

In dem vorliegenden Falle stellt sich das Verhältnifs etwa folgendermafsen dar:

Da eine Last von $\frac{P}{2} = 4231^k \doteq$ rot. 85 Ctr. für jede Gewölbehälfte im Scheitel wirkt, so wäre dies gleichbedeutend mit der doppelt so grofsen, in der halben Länge des Bogens gleichmäfsig vertheilten Belastung von 170 Ctr. Diejenige Höhe Z eines Steinkörpers, dessen Gewicht, bei der gegebenen Länge und Breite desselben, 170 Ctr. beträgt, ergiebt sich aber aus der Gleichung:

$$2,06\,.\,0,38\,.\,Z\,.\,32 = 170.$$

$$Z = 6^m 8.$$

Zu dieser Lasthöhe tritt noch das Eigengewicht des Bogens in einer Höhe von 38 Centim. und ferner der Druck der Balkenlage $Q = 97$ Ctr., in einer Höhe von $3^m 8$ hinzu, sodafs die wirkliche Lasthöhe im Scheitel

$$Z^0 = 6^m 8 + 0^m 38 + 3^m 8 = \text{rot. } 11^m$$

beträgt. Es kann nun ferner der Halbmesser der Druck- oder Stützlinie im Scheitel nahezu auf 2^m angenommen werden; hieraus ergiebt sich ein Druck von

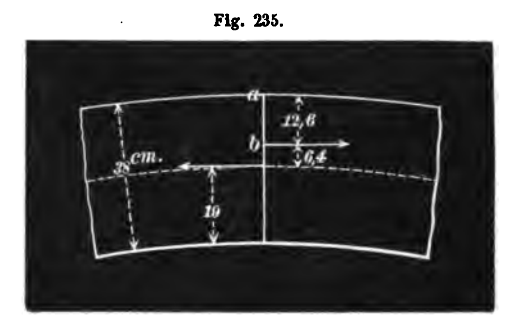
$$10\,.\,11\,.\,2 = 220 \text{ Ctr.} = 11000 \text{ Kilogr.}$$

Bei einer Höhe des Bogens von $1\frac{1}{2}$ Stein = 38 Centim. würde demnach jeder □Centim. der Scheitelfuge einen Druck von

$$\frac{11000}{38^2} = 7^k6$$

erleiden. Obgleich hiernach ein $1\frac{1}{2}$ Stein hoher Bogen scheinbar eine grofse Sicherheit darbietet, so wäre doch zu beachten, dafs der Anfang der Stützlinie im Scheitel mit der Mittellinie des Bogens nicht zusammenfällt und dafs in Folge der daraus entstehenden ungleichen Druckvertheilung der oberste Punkt der Fuge erheblich mehr beansprucht wird, als die Mitte derselben. Nehmen wir dabei an, dafs die Drucklinie im Punkte *b*, Fig. 235, und zwar etwa auf $\frac{1}{3}$ der Höhe der Scheitelfuge beginnt, so müfsten zur Herstellung des Gleichgewichts im Schwerpunkte der Scheitelfuge zwei der berechneten Druckspannung gleich grofse und entgegengesetzt wirkende Kräfte ersetzt werden. Von diesen ruft die eine derselben einen gleichmäfsig vertheilten Druck hervor, während die andere sich mit der Pressung in der Scheitelfuge zu einem horizontalen Kräftepaar vereinigt, welches jenen Druck um die aus der Biegung resultirende Anstrengung der äufsersten Faser vermehrt. Es beträgt daher der totale Druck im Punkte *a*

Fig. 235.



$$\frac{11000}{38^2} + \frac{11000 \cdot 6,4}{\frac{W}{e}},$$

unter $\frac{W}{e}$ das Widerstandsmoment des Bogenquerschnitts verstanden; dies ergiebt einen Werth von

$$7,6 + \frac{11000 \cdot 6,4}{\frac{1}{6} \cdot 38^3} = 7,6 + 7,6 = 15^k2.$$

Es würde daher für die Scheitelfuge die Anwendung von ausgesucht guten und festgebrannten Steinen, selbst bei einer Stärke des Bogens von $1\frac{1}{2}$ Steinen, noch rathsam erscheinen.

Im untersten Punkte der Fuge erfolgt mit Rücksicht auf die durch jenes horizontale Kräftepaar eintretende Entlastung ein Minimaldruck von

$$7,6 - 7,6 = 0,$$

woraus zu ersehen, dafs der Mörtel hier noch nicht auf absolute Festigkeit in Anspruch genommen wird. —

Erfahrungsmäfsig können gut gebrannte gewöhnliche Mauersteine bei 10facher Sicherheit pro $\square^{cm}$ mit 8 bis 9^k, beste Rathenower Steine mit 14 bis 15^k, Klinker mit 20 bis 25^k belastet werden. Bei schlecht gebrannten Mauersteinen ist pro □Fufs nur ein Druck von 100 Cubikfufs Mauerwerk zulässig, d. h. etwa 70 Ø. pro □Zoll, oder 5^k pro $\square^{cm}$.

Nicht unwichtig ist endlich die Frage, in welcher Weise der Verband des Bogens bei der vorausgesetzten Stärke von $1\frac{1}{2}$ Steinen einzurichten sei. Ohne Zweifel würden zwei isolirte Ringe von resp. 1 Stein und $\frac{1}{2}$ Stein vor jedem anderen Verbande den Vorzug verdienen; doch ließe sich auch ein Verband in durchweg Dreiviertelsteinen in Anwendung bringen, obwohl mit demselben ein größerer Verhau der Steine verbunden ist. Eine Art Schornsteinverband, wie derselbe, aus Fig. 236 ersichtlich, bei ähnlichen Gelegenheiten seiner Einfachheit wegen gern angewendet wird, ist aber ebenso verwerflich, wie die in Fig. 237 dargestellte Steinverbindung.

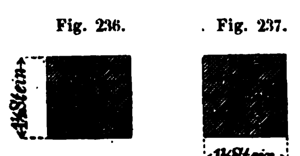


Fig. 236. Fig. 237.

Eine häufige Anwendung finden die Eisenbahnschienen in Tischler-Werkstätten zur Anlage der Leimküchen; dieselben werden etwa 2^m lang und breit, 2^m25 bis 2^m50 hoch, müssen von massiven $\frac{1}{2}$ Stein, resp. 1 Stein starken Mauern umgeben sein und mit gewölbten Decken und Fußböden versehen werden. In Ermangelung von durchgehenden, massiven Umfassungsmauern ordnet man an der betreffenden Stelle ein Paar Eisenbahnschienen an, läßt sie in gehöriger Weite frei hervortreten, und verstrebt sie ganz ähnlich, wie dies bei Erker-Constructionen geschieht.

2) Die T-förmig gewalzten Träger.

Den Eisenbahnschienen gegenüber haben die T-förmig gewalzten Träger den Vortheil, daß sie ihrer größeren Höhe wegen, die das Maximum von 40 Centim. ($15\frac{1}{4}''$) erreicht, eine bei Weitem größere Tragfähigkeit besitzen. Außerdem läßt sich von diesen Trägern mit Sicherheit erwarten, daß sie mit Rücksicht auf die, in allen ihren Querschnittstheilen vorhandene geringe Eisenstärke durchweg dicht, homogen und ohne Fehler sind — eine Voraussetzung, die bei den Eisenbahnschienen, am wenigsten wohl im Kopfe derselben, nicht mit demselben Rechte zu Grunde gelegt werden kann.

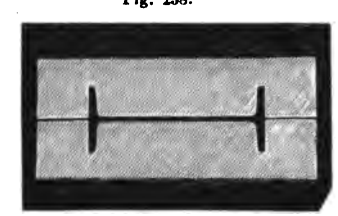
Die richtige Querschnittsform der gewalzten Träger wird ausschließlich durch den Erfahrungssatz bedingt, daß das Schmiedeeisen gegen Zug und Druck sich gleich elastisch verhält. Wenn demnach bei gußeisernen Trägern, bei denen für die Größe der hierfür zulässigen Belastung das Verhältniß von 1 : 2 gilt, der Abstand der am meisten gezogenen Faser von der neutralen Achse auf $\frac{1}{3}$ der Trägböhe liegen muß, so wird bei allen schmiedeeisernen Trägern diese Achse genau in der halben Höhe derselben anzunehmen sein. Hieraus ergiebt sich als nothwendiges Querprofil die doppelte Winkel- (⊏), oder die doppelte T-Form (I) oder die Z-Form (ᒣ) mit gleich großen oberen und unteren Flanschenbreiten. Während die erstere und die letztere Form nur in selteneren Fällen vorkommt, ist die I-Form für gewalzte Träger allgemein üblich. Ein schmiedeeiserner Träger mit dem einen, oder dem anderen jener 3 Profile ist ein Träger von gleicher stabiler Festigkeit.

Die einfache T-Form, so zweckmäßig sie für gußeiserne Träger sein mag, gestattet für schmiedeeiserne Träger keine vortheilhafte Verwendung des Materials; es würde daher diese Form nur in untergeordneten Fällen, etwa zu Sprosseneisen und dergl. zu empfehlen sein.

So mannigfach auch die Variation in dem Querschnittsverhältniß eines doppelten T-Trägers ist, so wäre doch nicht unerwähnt zu lassen, daß sowohl die Flan-

schenbreite, wie die Stärke der Rippen, die Höhe des Trägers und auch die Länge desselben stets innerhalb bestimmter, durch die Schwierigkeit des Auswalzens gegebener Grenzen liegt.

Fig. 238.

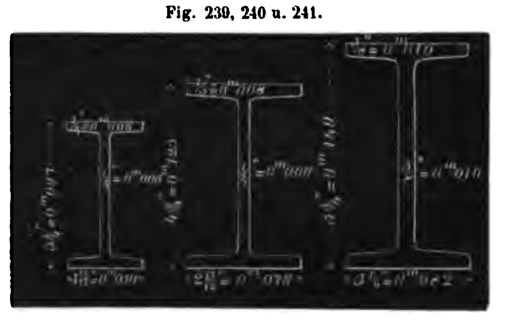


Die Breite der Flansche ist dadurch beschränkt, dafs die letztere, wie dies Fig. 238 zeigt, in Einschnitte der Walze eingreift, wobei der Steg des Trägers zur Achse derselben rechtwinklig liegt. Da nun eine gröfsere Flanschenbreite auch tiefere Einschnitte in der Walze bedingt, so würde diese unter Umständen nicht mehr den erforderlichen Gegendruck leisten können und der Gefahr einer Durchbiegung ausgesetzt sein. Bei kleineren Trägern pflegt man daher zur Flanschenbreite nur die Hälfte, und bei gröfseren höchstens $\frac{3}{8}$ der Trägerhöhe anzunehmen. Die gewöhnliche Breite dieser Flansche beträgt 9 bis 10 Centim. (3 bis 4″), die gröfste Breite bei den höchsten T-Eisen 15 Centim (6″).

Die Stärke der Rippen ist in der Regel in allen Querschnittstheilen des Trägers gleich grofs; je geringer dieselbe und je häufiger der Träger durch die Walze gegangen, desto näher liegt die Voraussetzung, dafs der Querschnitt überall dicht und ohne Fehlstellen ist. Mit Rücksicht auf die hieraus resultirende verschiedene Güte und Dichtigkeit des Eisens pflegt man wohl einzelne Eisensorten, beispielsweise Platten, in der Weise zu numeriren, dafs höhere Nummern einen häufigeren Durchgang der Platte durch die Walze anzeigen. Als durchschnittliche Eisenstärke des Trägers läfst sich $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$ der Flanschenbreite annehmen; Stärken von 0,9 bis 1,3 Centim. ($\frac{3}{8}$″, $\frac{1}{3}$″ oder $\frac{1}{2}$″) sind daher die gewöhnlichen; als äufserste, allenfalls noch zulässige Grenzwerthe können Stärken von 0,5 und 2 Centim. ($\frac{1}{4}$″ und $\frac{3}{4}$″) betrachtet werden; Rippenstärken von mehr als 2 Centim. sind ebenso unpraktisch und verwerflich, wie die von 0,4 Centim. und darunter. Bei den in Frankreich verwendeten T-Eisenträgern beträgt die gröfste Rippenstärke 2 Centim.

Was die Höhe und die Länge der T-Eisen anbetrifft, so wird diese mit Rücksicht darauf, dafs das Auswalzen von zu schweren Gegenständen stets mit grofsen Schwierigkeiten verknüpft ist, eine bestimmte Grenze nicht überschreiten dürfen. Man kann im Allgemeinen annehmen, dafs sich für T-förmig auszuwalzende Träger nur 10 bis 12 Ctr. (500 bis 600^{k}) und für plattenförmige Gegenstände höchstens nur 14 Ctr. (700^{k}) auf einmal unter die Walze bringen lassen. Ein Hauptübelstand liegt nämlich darin, dafs die Operation bei zu schweren Stücken zu lange dauert, in Folge dessen die letzteren in dem Grade abkühlen, dafs sie in einer Glühhitze nicht fertig ausgewalzt werden können. Aus diesem Grunde ist man dann genöthigt, dergleichen Gegenstände noch einmal in den Glühofen gelangen zu lassen, was jedenfalls mühsam, umständlich und kostspielig ist. Als gebräuchlichste Höhe der im Hochbau zur Anwendung kommenden Träger kann das Mafs von 23 bis 26 Centim. (9 bis 10″) angenommen werden, obwohl häufig auch Höhen von 29 bis 32 Centim. (11 bis 12″) vorkommen. Träger, deren Höhe mehr als 32 Centim.

Fig. 239, 240 u. 241.



beträgt, sind nicht immer auf dem Lager vorräthig und werden dann auf besondere Bestellung geliefert. In Frankreich kommen die T-Eisen in allen Höhen von 5 bis zu 40 Centim. mit einem gröfsten Querschnitt von 70 Quadratcentimetern vor. Auf der Londoner Industrie-Ausstellung des Jahres 1862 excellirte ein T-Träger von $1^{m}0$ Höhe; doch ist dieser ohne Zweifel nur als ein Cabinets- und Ausstellungsstück zu betrachten. Es wäre sogar unpraktisch, von Trägern

Fig. 242 u. 243.

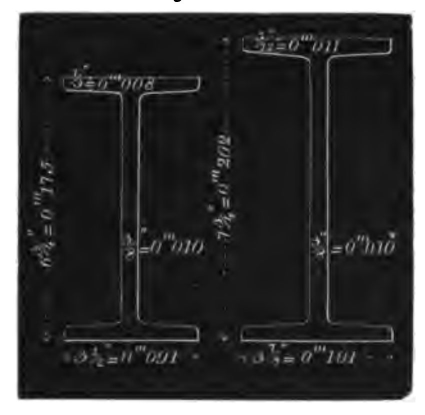
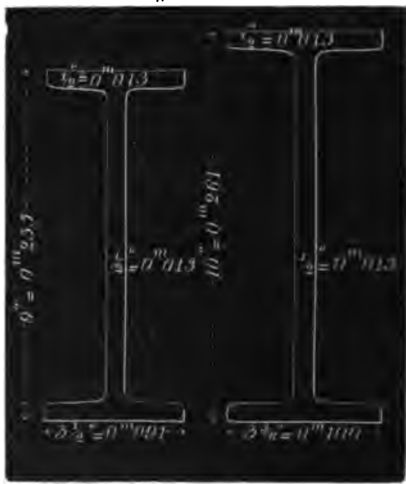


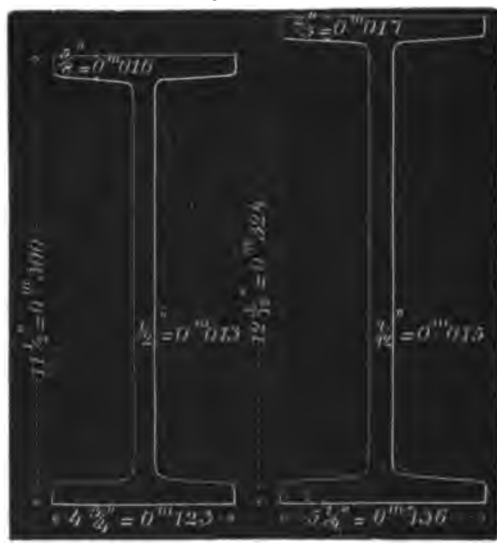
Fig. 244 u. 245.



in solcher Höhe Gebrauch zu machen, weil sich mit demselben Materialaufwande ein Blech- oder ein Gitterträger von viel gröfserer Tragfähigkeit construiren läfst.

Aus den angeführten Gründen wird endlich auch die Länge des Trägers

Fig. 246 u. 247.



einer nothwendigen Einschränkung unterworfen bleiben. Die gewöhnlichsten Längen betragen $5^{m}60$ bis $6^{m}90$ (18 bis 22'), doch kommen auch Längen von $8^{m}40$ bis $9^{m}40$

(27 bis 30′) vor und ausnahmsweise — natürlich unter nicht unbedeutender Erhöhung der Kosten pro Centner — auch solche von 11^{m} (35′).

Die Figuren 239 bis incl. 247 veranschaulichen mit den eingeschriebenen Zoll- und Millimeter-Mafsen einige Querschnittsformen derjenigen T-Eisen, die durch das Geschäft von Joh. Christ. Schultze & Söhne (Berlin, Oranienburgerstrafse 62/63), bezogen werden. Aufser diesen befinden sich auf dem Lager noch sehr selten verwendete Träger von $15\frac{1}{4}''$ = 400 Millimeter Höhe, von denen 3 Specialitäten vorhanden sind.

Nachstehende

Tabelle

enthält in combinirter Zusammenstellung das Eigengewicht der T-Träger, das Widerstandsmoment ihres Querschnitts und die zulässige Belastung derselben, sowohl in Bezug auf die alte wie auf die neue Mafs- und Gewichtsordnung.

№	Bezeichnung.	Eigengew.		Widerstandsmoment.		Gleichmäfsig vertheilte zulässige Belast. b. freiem Auflager an beid. Enden.	
		pro lfd. Fufs. Pfd.	pro lfd. Meter. Kilogr.	für das Zollmafs.	für das Decimalmafs. Der Querschn. durch Ctm. auszudrücken.	Ctr. bei 1′ Spannweite.	Kilogr. bei 1^{m} Spannweite.
1	Bei dem in Fig. 239 dargestellten Profil.	$6\frac{1}{2}$	10,35	1,95	31,9	130	1786,4
2	- - - - 240 - -	$9\frac{1}{2}$	15,13	4,61	75,3	307,3	4216,8
3	- - - - 241 - -	$13\frac{7}{8}$	22,08	7,34	130,4	489,3	7302,4
4	- - - - 242 - -	16	25,49	9,36	154,4	624,0	8646,1
5	- - - - 243 - -	$19\frac{1}{4}$	30,65	13,84	248,9	922,6	13938,4
6	- - - - 244 - -	24	38,23	19,65	332,6	1310	18625,6
7	- - - - 245 - -	$29\frac{1}{2}$	46,99	23,38	414,3	1555	23200,8
8	- - - - 246 - -	36	57,35	38,37	668,8	2558	37452,8
9	- - - - 247 - -	$47\frac{1}{4}$	75,25	49,62	861,1	3308	48221,6
10	bei dem stärksten Träger von $15\frac{1}{4}''$ = 400^{mm} Höhe.	62	98,76	81,90	1414,4	5460	79206,4

Die für jede andere Spannweite zulässige Belastung ergiebt sich leicht dadurch, dafs man die in den beiden letzten Columnen befindlichen Werthe durch die freitragende Länge des Trägers, in Fufsen, resp. in Metern ausgedrückt, dividirt.

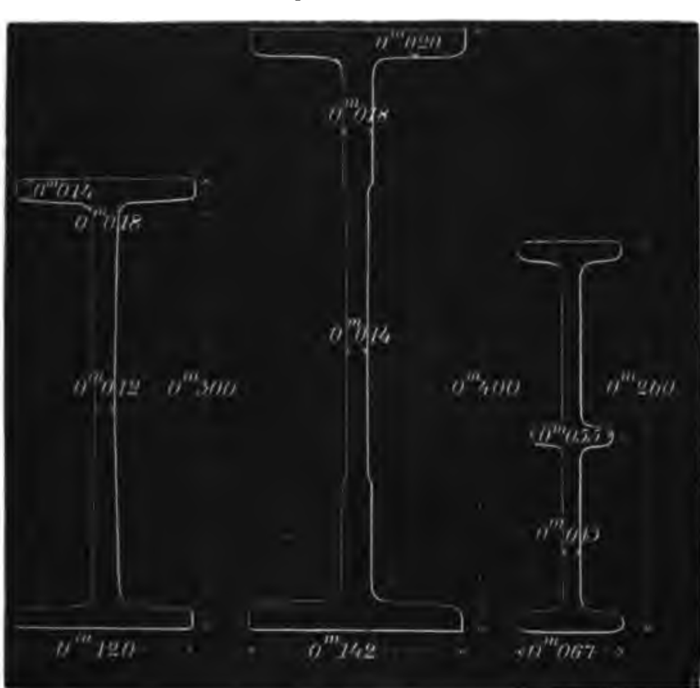
Aus der obigen Tabelle ist gleichzeitig zu entnehmen, dafs diejenigen T-Träger, deren Höhe $7\frac{3}{4}''$ = 20 Centim. beträgt, ein noch geringeres Eigengewicht haben, als die stärksten Eisenbahnschienen, während die Tragfähigkeit derselben annähernd etwa doppelt so grofs ist, wie die der letzteren. Wenn daher auch im Allgemeinen die T-Träger pro Ctr. in einem höheren Preise stehen, so wird doch in der gröfseren Leichtigkeit und Tragfähigkeit derselben ein ausreichendes Aequivalent gewonnen.

Bei den von dem Aachener-Hütten-Aktien-Verein (Vertretung: A. Druckenmüller in Berlin, gelieferten schmiedeeisernen Trägern stellt sich das Eigengewicht, das Widerstandsmoment und die zulässige Belastung in der Weise, wie dies aus nachstehendem Schema zu entnehmen:

		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8
Bezeichnung.									
Ungefähres Gewicht	pro lfd. Fufs.	13 Pfd.	16 Pfd.	18,5 Pfd.	20 Pfd.	25 Pfd.	27,5 Pfd.	36,5 Pfd.	43 Pfd.
	pro lfd. Met.	20,5 Kilogr.	25,5 Kilogr.	29,5 Kilogr.	32 Kilogr.	40 Kilogr.	44 Kilogr.	58,5 Kilogr.	69 Kilogr.
Widerstandsmoment	in preufs. Zollen.	6,41	9,35	13,11	15,34	20,3	23.2	37,1	44
	in Centim.	114,5	169,9	234,3	273,9	360,9	418,8	663,8	756,3
Zulässige Belastung b. einer Entfernung d. Auflagermitten	von 1 Fufs rheinl.	427 Ctr.	624 Ctr.	874 Ctr.	1022 Ctr.	1363 Ctr.	1546 Ctr.	2173 Ctr.	2904 Ctr.
	von 1 Meter	137,4 »	203,9 »	281,1 »	329,2 »	433,2 »	502,5 »	796,6 »	907,5 »

In **Paris**, wo die T-Eisen eine aufserordentlich häufige Anwendung finden, erhalten diese gewöhnlich eine etwas **gekrümmte** Form; die Pfeilhöhe beträgt auf jeden Meter der Trägerlänge 5 Millim., also $\frac{1}{200}$ der ganzen Länge. Auch verwendet man dort zuweilen Träger in einer **Tripel T-Form** (Ɪ), obwohl gerade für einen solchen Querschnitt kein besonderer Grund vorliegt. Viel zweckmäfsiger, wenigstens bei nicht zu grofser Freilänge desselben, ist das Profil eines T-Trägers, bei welchem die Stegdicke von der neutralen Faserschicht nach beiden Flanschen hin allmählig zunimmt.

Fig. 248, 249 u. 250.



Die in den Figuren 248 bis 250 dargestellten Querschnittsformen sind aus dem »*Album des divers fers spéciaux de la société anonyme*« entlehnt. Das Magazin dieser Gesellschaft befindet sich in **Paris**, Quai de Jemmapes No. 208, und enthält eine reiche Auswahl von T-Eisen, Winkeleisen und verschiedenen anderen Modellsorten.

Fig. 248 zeigt ein T-Eisen, bei welchem die Stärke der Vertikalrippe in der halben Höhe des Trägers 0^m012, und oben sowie unten, im Anschlufs dieses Steges an die Flanschen, 0^m018 beträgt. Das Gewicht desselben beläuft sich für die Länge eines Meters auf 65 Kilogr.

Fig. 251.

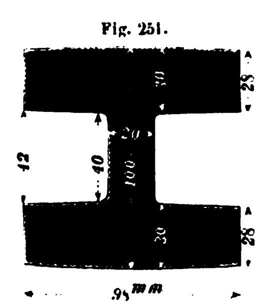
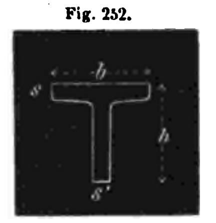


Fig. 252.



Eine andere, sehr vortheilhafte Form des Steges ist aus Fig. 249 ersichtlich. Bei der grofsen Höhe dieses Trägers wiegt der lfd. Meter 90 Kilogr.

Fig. 250 giebt im Querschnitt die Dimensionsverhältnisse eines Trägers in der Tripel-T-Form.

Fig. 251 endlich veranschaulicht einen von denjenigen schmiedeeisernen Trägern, die bei der Construction einiger Nebentreppen in der neuen »grofsen Oper« in Paris zur Anwendung gekommen sind. Die eingeschriebenen Zahlen bezeichnen Millimeter. Das Gewicht dieses letzteren Trägers beträgt pro lfd. Meter 50 Kilogr.

Das Gewicht der kleineren Façoneisen in der einfachen T-Form ergiebt sich aus folgender

T-Eisen-Tabelle.

(Träger mit diesen in der Tabelle angegebenen Querschnittsverhältnissen, vergl. Fig. 252, sind bei Jacob Ravené Söhne & Co. in Berlin vorräthig.)

b Zoll.	s Zoll.	h Zoll.	s' Zoll.	Gewicht pro lfd. Fuss in Pfunden.	b Zoll.	s Zoll.	h Zoll.	s' Zoll.	Gewicht pro lfd. Fuss in Pfunden.
7/8	1/8	7/8	1/8	0,67	2½	3/8	3	3/8	6,41
3/4	3/16	1	3/16	0,98	2½	3/8	2½	1/2	6,97
1	3/16	1	3/16	1,13	3	3/8	3	3/8	7,03
1¼	3/16	1¼	3/16	1,44	3	3/8	4	3/8	8,28
1½	3/16	1½	3/16	1,76	3½	3/8	3½	3/8	8,28
1¾	1/4	1¾	1/4	2,71	4	3/8	3	3/8	8,28
2	1/4	2	1/4	3,12	3	3/8	4	1/2	9,79
2¼	5/16	2¼	3/8	4,77	4 3/8	1/2	3¼	5/8	13,02
2½	5/16	2	5/16	4,88	4	7/8	4	7/8	20,78
2½	3/8	2½	3/8	6,78					

Was den Preis der schmiedeeisernen T-Träger anbetrifft, so ist dieser nur bis zu einer bestimmten Gewichtsgrenze hin pro Ctr. als ziemlich constant zu betrachten, insofern das Auswalzen von zu schweren Eisenmassen, wie bereits oben angedeutet, mit so grofsen Schwierigkeiten verknüpft ist, dafs dies eine nicht unerhebliche Vermehrung der Kosten zur Folge hat. Aus diesem Grunde kann man im Allgemeinen voraussetzen, dafs der pro Ctr. ausbedungene Preis sich nur auf solche Träger bezieht, deren Höhe nicht mehr als 23,5 Centim. (9") beträgt und deren Länge dabei das Maximum von $5^{m}65$ bis $6^{m}25$ (18 bis 20') nicht überschreitet. Demnach betrug noch vor einigen Jahren der Preis der Träger mit den in Fig. 239 bis incl. 244 dargestellten Querschnittsformen, bis zu einer Länge von $6^{m}25$ (20'), ziemlich übereinstimmend 12,5 bis 13 Mark pro Ctr. Inzwischen machte sich eine nicht unerhebliche Steigerung und in neuester Zeit wieder ein Sinken der Eisenpreise bemerkbar, sodafs dieselben jetzt (1875) wie folgt notirt werden:

Träger bis zu $23,5^{cm}$ Höhe und 6^{m} Länge kosten pro Ctr. 13,5 bis 14,5 Mark
- von 23,5 bis 26^{cm} - - - - - - - 15 -

Träger von 26 bis 30^{cm} Höhe und 6^m Länge kosten pro Ctr. 15 bis 16 Mark
- - 30 - 40^{cm} - - - - - - - 16 - 17 -

Auf dem Lager von G. E. Dellschau, Berlin, Schöneberger-Ufer 3 u. 4, sind jene Träger mit den oben angegebenen Höhen- und Längendimensionen zu einem Preise von 26,5 bis 33,5 Reichsmark pro 100 Kilogr. vorräthig.

Berechnung der Tragfähigkeit der T-Eisen.

Die Berechnung geschieht nach der für das Widerstandsmoment eines doppelt T-förmigen Querschnitts bekannten Formel, vergl. Fig. 253, und zwar wird für das alte Zollmafs

Fig. 253.

$$\frac{W}{e} \cdot T = \frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3) \cdot 100.$$

Unter M das Biegungsmoment verstanden, ist also das geometrische Widerstandsmoment:

$$\frac{M}{100} = \frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3).$$

Bei einer Einzelbelastung P, welche in der Mitte des an beiden Enden frei aufliegenden Balkens wirkt, ist jenes Widerstandsmoment für das Zollmafs

$$\frac{Pl}{400} = \frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3). \qquad 1)$$

Hierin ist P durch Centner, die Dimensionen des Trägers sind dagegen durch Zolle auszudrücken.

Für das Decimalsystem, wobei der Trägerquerschnitt durch Centimeter und die Belastung durch Kilogr. auszudrücken, ergiebt sich:

$$\frac{Pl}{4} = \frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3)\, 700^k,$$

oder:

$$\frac{Pl}{2800} = \frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3). \qquad 1a)$$

Ist aber die Belastung Q in der ganzen Länge l des an beiden Enden frei aufliegenden Balkens gleichmäfsig vertheilt, so wird das Widerstandsmoment für das Zollmafs

$$\frac{Ql}{800} = \frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3). \qquad 2)$$

und für das Decimalsystem,

$$\frac{Ql}{5600} = \frac{1}{6h}(bh^3 - b'h'^3). \qquad 2a)$$

Je nach dem nun, beispielsweise für das Decimalsystem, der unter 1a), oder der unter 2a) gedachte Fall vorliegt, ermittele man nach jenen Formeln das Widerstandsmoment des Querschnitts und suche aus einer der beiden obigen Tabellen zu dem gefundenen Werthe den zugehörigen Trägerquerschnitt heraus. Ist der für das

Moment berechnete Werth in der Tabelle nicht aufzufinden, so würde man, falls nicht eine besondere Rechnung angestellt werden sollte, denjenigen Trägerquerschnitt zu wählen haben, dessen Widerstandsmoment das nächst gröfsere ist.

Wenn Mafse und Gewichte durch Zolle und Ctr. gegeben sind, so dienen auch die bekannten Assmann'schen Tabellen zur Ermittelung der betreffenden Trägerquerschnitte.*)

Es sei beispielsweise ein Träger, der von Mitte zu Mitte der Auflager in einer Länge von 12' (3^m76) frei liegt, mit 120 Ctr. (6000^k) gleichmäfsig belastet. Dem entsprechend wird ein Widerstandsmoment des Querschnitts erforderlich von

$$\frac{Ql}{800} = \frac{120 \cdot 12 \cdot 12}{800} = 21,6.$$

Mit Berücksichtigung des Decimalsystems bedingt diese Belastung ein Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts von

$$\frac{6000 \cdot 376}{5600} = 403.$$

Der in Fig. 245 dargestellte Träger würde dieser Bedingung vollkommen genügen, vergl. die betreffende Tabelle, Seite 175.

Uebrigens liefse sich auch aus den obigen Relationen, unter Zugrundelegung bestimmter Werthe für die Flanschenbreite und die Rippenstärken, die Höhe h ermitteln, was jedoch auf eine cubische Gleichung führt.

Aufgabe.

Zwei nebeneinander zu verlegende schmiedeeiserne T-Träger von je 4^m90 Länge (von Mitte zu Mitte der Endauflager gemessen) werden in einem Abstande von 1^m80 vom linken Stützpunkte durch eine Säule unterstützt. Die Belastung in dieser Strecke betrage pro lfd. Meter 45 Ctr. = 2250^k, also pro lfd. Centimeter 22^k5; in der gröfseren rechten Hälfte bc werde der Träger mit 48 Ctr. = 2400^k pro lfd. Meter, also mit 24^k pro lfd. Centimeter belastet. Es fragt sich nun, welchen Querschnitt jeder der beiden Träger unter den vorliegenden Bedingungen erhalten mufs und wie grofs der Druck auf den mittleren Stützpunkt b ist, vergl. Fig. 254.

Fig. 254.

Die Untersuchung wäre hier zunächst darauf zu richten, in welchem Verhältnifs das Moment M_1 über dem Stützpunkte b zu dem, zwischen den Punkten b und c auftretenden Momente N_1 steht. Nehmen wir die drei

*) Diese Tabellen, deren Nutzen nicht zu verkennen, enthalten jedoch unter den schmiedeeisernen Trägern nicht glücklich gewählte und daher wenig »gangbare« Formen.

Stützpunkte a, b und c in gleicher Höhe an, so findet nach der Clapeyron'schen Formel folgende Relation statt:

$$180\, M + 2\, M_1\, (180 + 310) + 310\, .\, M_2 = \frac{1}{4}\, (22{,}5\, .\, 180^3 + 24\, .\, 310^3\, .$$

Da die Momente M und M_2 gleich Null sind, so wird

$$2\, .\, 490\, M_1 = 211551000$$

$$M_1 = 215868^k3.$$

Es ergiebt sich daher für jeden der beiden Träger ein Moment von

$$107934^k2.$$

Das zwischen den Punkten b und c, und zwar in einem Abstande d_1 vom Punkte c, auftretende positive Moment drückt sich aus durch

$$N_1 = M_1 - \frac{24\, d_1^2}{2} = M_1 - 12\, d_1^2.$$

Hierbei ist:

$$d_1 = \frac{M_1 - M_2}{24\, .\, 310} + \frac{310}{2},$$

$$= 29{,}0 + 155 = 184 \text{ Centim.}$$

Dies eingesetzt, giebt

$$N_1 = 215868{,}3 - 12\, .\, 184^2 = 190403^k7.$$

Dieser Ausdruck ist, als entgegengesetzt gerichtetes Moment von M_1, eigentlich negativ: doch soll er hier als absolut aufgefafst werden.

Für jeden der beiden Träger stellt sich dieses Moment auf

$$95201^k8.$$

Es ist also das über der Innenstütze im Punkte b auftretende Moment, wie sich auch erwarten liefs, nicht unerheblich gröfser und demnach ein Widerstandsmoment erforderlich von

$$\frac{107934{,}2}{700} = 154{,}19.$$

Es würde dies einen Träger bedingen von 17,5 Centim. Höhe und 9,1 Centim. Flanschenbreite, vergl. Fig. 242.

Was den Druck auf die mittlere Stütze anbetrifft, so bestimmt sich dieser aus der Gleichung:

$$T_1 = \frac{215868{,}3}{180} + \frac{215868{,}3}{310} + \frac{22{,}5\, .\, 180}{2} + \frac{24\, .\, 310}{2}$$

$$= 7640^k5 = 152{,}8 \text{ Ctr.}$$

Die Ermittelung des Querschnitts der betreffenden Stütze bietet hiernach keine Schwierigkeit dar.

Anwendung
der doppelt T-förmigen Träger im Hochbau.

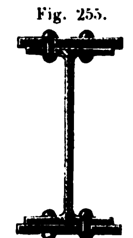
Seitdem verschiedene Scheidemauern eines Wohngebäudes massiv in einer Stärke von $\frac{1}{2}$ Stein aufgeführt werden, verwendet man häufig die T-Eisen zur Unterstützung solcher Mauern. Dieselben haben vor einer Fachwerkswand jedenfalls den Vorzug, dafs sie keine Sprünge und Risse erleiden, die bei Holzwänden oft zum Verderben der Tapeten führen. — Man wird jedoch verzichten müssen, diese $\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern durch mehrere Etagen durchgreifen zu lassen, wenn sie nicht gleich von unten auf massiv in die Höhe geführt, sondern nur durch eiserne Träger unterstützt werden. Nehmen wir beispielsweise die Länge der Mauer, d. i. auch die des Trägers, auf $5^{m}0$ und die Etagenhöhe auf $3^{m}75$ an, so wäre die gleichmäfsig vertheilte Belastung des Trägers

$$0,13 \,.\, 5 \,.\, 3,75 \,.\, 1600^{k} = 3900^{k}.$$

Dieselbe würde nach der oben aufgestellten Formel ein Widerstandsmoment des Querschnitts von

$$\frac{3900 \,.\, 500}{5600} = 348,2$$

Fig. 255.



bedingen. Ein Träger, wie ihn No. 5 in der Tabelle Seite 176 darstellt, würde daher dieser Forderung mit grofser Sicherheit entsprechen. — Wenn nun auch allerdings dergleichen Mauern häufig durch Thüröffnungen unterbrochen, oder auch aus »Lochsteinen« ausgeführt werden, so ist es doch immer mehr oder minder gewagt, dieselben durch zwei, oder gar durch drei Etagen durchgreifen zu lassen — vorausgesetzt, dafs die zur Unterstützung verwendeten Träger bei einer gröfseren Freilänge nicht einen ganz aufserordentlichen Querschnitt erhalten. Um die Tragfähigkeit eines solchen T-Eisens zu vergröfsern, nietet man auf die obere und auf die untere Flansche eine Deckplatte auf, wie dies die Figuren 255 und 256 veranschaulichen. Es entsteht hieraus der weitere Vortheil, dafs die darauf zu setzende, $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer eine breitere Unterstützungsfläche findet. Die Niete sind an beiden Enden des Trägers in der Länge seines Auflagers mit versenkten Unterköpfen zu versehen; auch die Oberköpfe erhalten hier am zweckmäfsigsten diese Form. Ein Stofs der Deckplatten ist möglichst zu vermeiden.

Fig. 256.



Bei denjenigen Mauern, deren Stärke mehr als $\frac{1}{2}$ Stein beträgt, sind zu ihrer Unterstützung mindestens zwei Träger neben einander zu verlegen.

Fig. 257.



Fig. 258.



Um diese zweckmäfsig unter einander zu verspannen, und ihre Steifigkeit dadurch zu vergröfsern, wendet man in Frankreich ein sehr einfaches und dort allgemein

übliches Verfahren an. Man legt nämlich um die Träger, in Entfernungen von ca. 90 Centim., schmiedeeiserne, aus einem Stück bestehende und genau passende Bänder (*brides*) *aa* herum, vergl. Fig. 257 und 258, und ordnet dazwischen zwei Quadratstäbe *bb* an, die, dicht neben einander liegend, das sogen. Kreuz (*croix*) bilden. Die Stärke dieser Stäbe beträgt etwa 1,5 bis 2 Centim. im Quadrat, während die Bänder aus Flacheisen bestehen, mit den Querschnittsdimensionen von 0,75 und 4 Centim.

Fig. 259. Fig. 260.

Nachdem sämmtliche Bänder umgelegt und die Kreuzstäbe eingeschoben sind, treibt man die letzteren so fest wie möglich an, wodurch die beiden Träger seitlich ausgesteift und zu einem unverschiebbaren Ganzen unter einander verbunden werden.

Statt der Diagonalstäbe bedient man sich zum Antreiben der Bänder auch gufseiserner durchbrochener Verbindungsstücke, deren Form aus den Fig. 259 und 260 ersichtlich ist.

Ferner kommen zu diesem Zweck auch volle, im Querschnitt T-förmige Stücke vor, die ebenfalls genau zwischen die Träger passen müssen. Die Fig. 261 und 262 zeigen dieselben in Anwendung auf drei neben einander liegende Träger; letztere Figur stellt einen Durchschnitt nach der Linie *rs* dar.

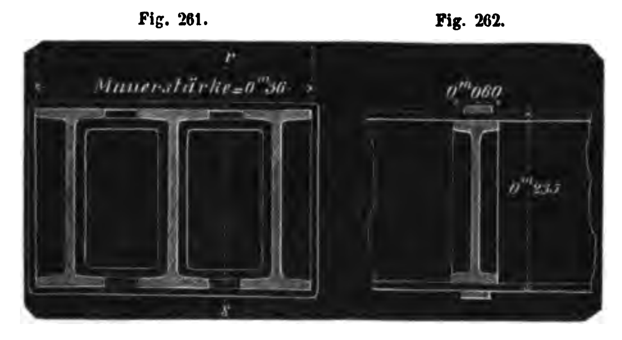
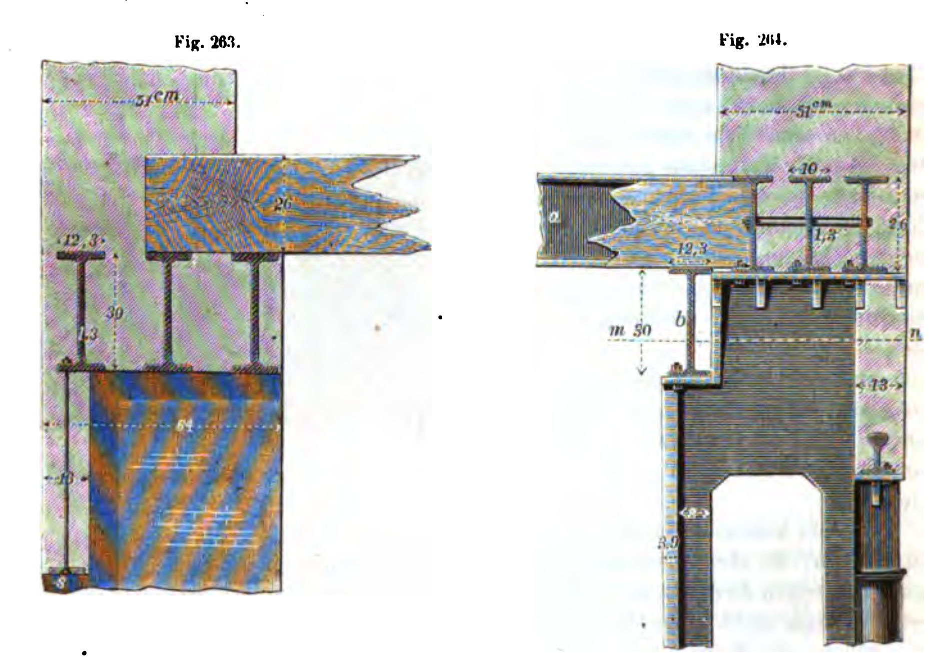


Fig. 261. Fig. 262.

Wenn die T-Eisenträger zur Ueberspannung von Schaufenster-Oeffnungen benutzt werden, so ist einleuchtend, dafs die Breite dieser letzteren gröfser, event. die Anzahl der Träger kleiner angenommen werden kann, als dies bei Anwendung von Eisenbahnschienen zulässig ist. Folgende, in Fig. 263 dargestellte Construction bietet daher für den Fall, dafs die drei neben einander liegenden T-Eisen keine gröfsere Freilänge als 1^m75 bis 2^m25 und dabei die in Fig. 246 angegebene Querschnittsform erhalten, eine völlig ausreichende Sicherheit dar. Die Mauerstärke in den beiden, über dem Erdgeschofs zunächst befindlichen Etagen ist dabei auf 2 Stein = 51 Centim., die in der obersten Etage auf $1\frac{1}{2}$ Stein = 38 Centim. und die Drempelwand auf $\frac{1}{2}$ Stein = 13 Centim. verblendet angenommen. Die Träger sind entweder sämmtlich, oder wenn sie nahe an einander liegend in gröfserer Zahl vorhanden sind, nur alternirend mit dem Mauerwerk zu verankern. An denjenigen Stellen, wo sie in den letzteren ihr Auflager finden, werden sie auf eine schmiedeeiserne Fufsplatte gelegt, deren Breite gleich der Stärke der Mauer und deren Länge — von der Gröfse des Auflagerdruckes abhängig — durchschnittlich auf 30 bis 40 Centim. angenommen werden kann; ihre Stärke genügt mit 1,5 Centim.

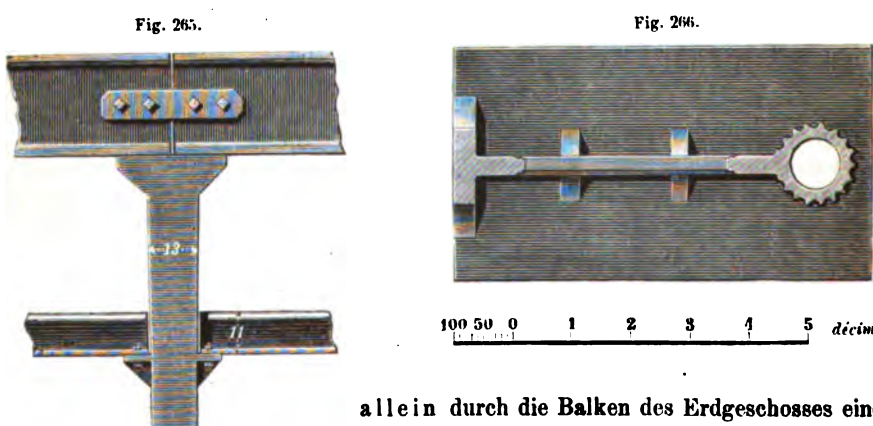
Da das Aufhängen der, unter der Leibung des scheitrechten Bogens befindlichen Flachschiene *s* an den Fufs des vorderen Trägers zuweilen Schwierigkeiten darbietet, so ersetzt man dieselbe durch eine Eisenbahnschiene, über der dann

Fig. 263. Fig. 264.



die Aufführung des ½ Stein starken Mauerwerks im gewöhnlichen Läuferverbande erfolgt. Es sei noch erwähnt, dafs der innere Träger, wenn derselbe für sich

Fig. 265. Fig. 266.



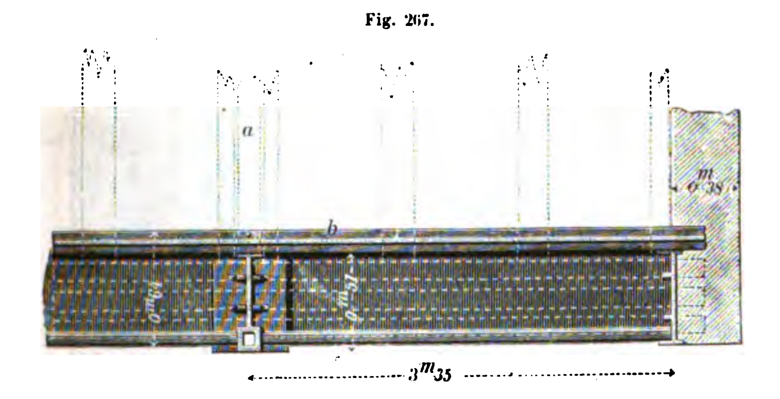
allein durch die Balken des Erdgeschosses eine Mehrbelastung erleidet, erforderlichen Falls ein stärkeres Querprofil erhalten mufs.

Während dem eben besprochenen Falle die Voraussetzung zu Grunde liegt, dafs nur eine Oeffnung durch T-Träger zu überspannen ist, soll in dem folgenden Beispiel, Fig. 264 bis 266, gezeigt werden, wie bei gröfserer Schaufensterfläche eine Unterstützung der Träger durch gufseiserne Wände gewonnen und zugleich der Anfor-

derung genügt wird, die Etagenbalken, abschliefsend mit der unteren Trägerflansche, in derselben Höhe zu verlegen, wie dies bei Anwendung von gufseisernen Trägern zu geschehen pflegt. Zu diesem Zweck versieht man jene Wand an ihrem oberen Ende mit einer 10 bis 15 Centim. breiten Abstufung und legt auf diese, parallel zur Front, den zur Unterstützung der Etagenbalken erforderlichen T-Träger *b*, Fig. 264.

In Fig. 265 ist die Vorderansicht dieser Verbindung, und in Fig. 266 ein Horizontalschnitt durch die gufseiserne Wand dargestellt. Eine Verankerung der Balken mit den eisernen Frontträgern geschieht gewöhnlich durch Bänder, die auf die Oberfläche der ersteren aufgenagelt und mit ihrem vorderen Ende um die Flansche des äufseren Trägers umgekröpft werden. Auch läfst sich seitlich noch eine ähnliche Verbindung mit dem inneren Träger ausführen.

Fig. 267.

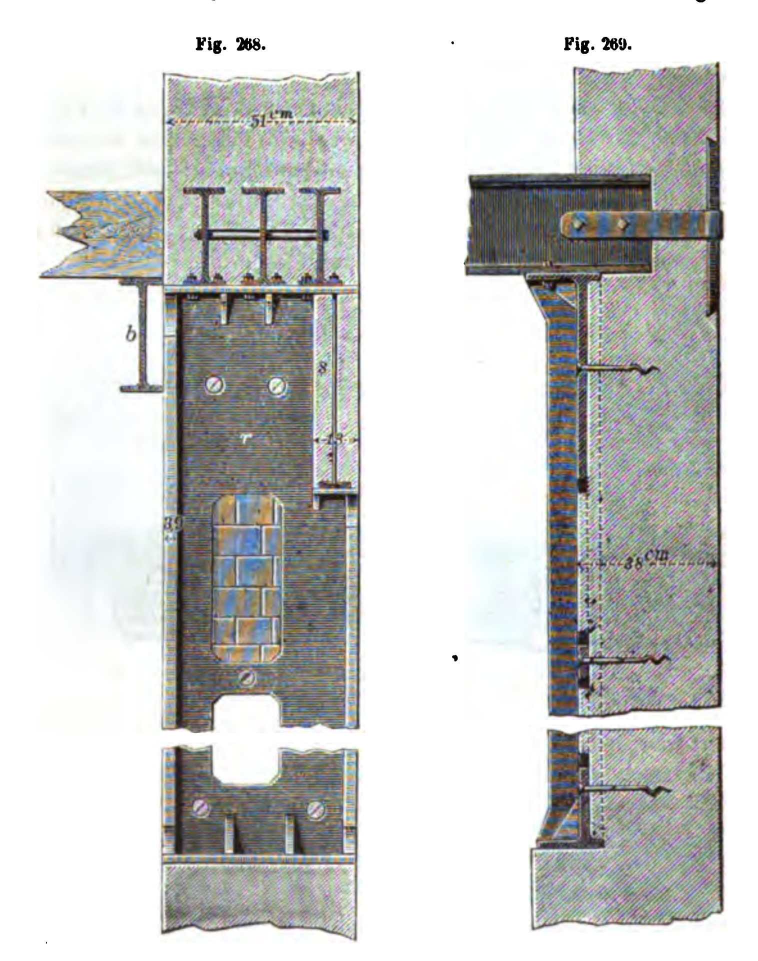


Wie aus Fig. 267, Horizontalschnitt nach der Linie *mn*, ersichtlich, ist ferner hierbei angenommen, dafs in der oberen Etage über dem Geschäftsraum eine ½ Stein starke massive Scheidemauer aufgeführt werden soll, zu deren Unterstützung der T-Träger *a* dient; an dem vorderen, gegen die Frontmauer stofsenden Ende ruht der letztere auf dem Langträger *b*, während er am entgegengesetzten Ende in der Mittelmauer sein Auflager findet.

Es kann hierbei vorkommen, wie dies auch im Grundrifs Fig. 267 vorausgesetzt worden, dafs massive Mauern, welche als Endauflager für eiserne Träger dienen, theils wegen ihrer geringen Stärke, theils wegen der aufserordentlichen Belastung, welche die Träger bei grofser Spannweite übertragen, keine ausreichende Sicherheit gegen den Auflagerdruck darbieten. Auch Schornsteinröhren, sowie anderweitige, im Endauflager jener Träger rechtwinklig mit diesen zusammentreffende Balken können möglicherweise auf die Länge der Auflagerfläche beschränkend einwirken. In solchem Falle läfst sich mit Vortheil von durchbrochenen, gufseisernen Rahmstücken oder Wänden *r* Gebrauch machen, die oben, um den Druck der Träger auf eine gröfsere Fläche zu vertheilen, mit einer durch Rippen unterstützten Kopfplatte und unten mit einer ebenso grofsen Fufsplatte versehen werden. Zur gröfseren Aussteifung derselben dienen an beiden Saumkanten vertikal aufsteigende Verstärkungsrippen, die theilweise in das Mauerwerk einbinden. Diese Rahmstücke werden nun an denjenigen Stellen, wo die Trägerenden in den Pfeiler greifen, vertikal aufgestellt und mittelst mehrerer Steinschrauben an die Stirnfläche desselben befestigt. Die Köpfe der Steinschrauben sind versenkt auf-

zusetzen, zu welchem Zweck die horizontalen Verbindungsarme an den betreffenden Stellen conische Vertiefungen erhalten. Fig. 268 zeigt die Vorderansicht des gufseisernen Rahmstücks im Querdurchschnitt durch die Frontmauer und Fig. 269 einen

Fig. 268. Fig. 269.



zugehörigen Vertikalschnitt. Es ist dabei angenommen, dafs die Breite desselben gleich der vollen Stärke der Frontmauer ist, in welchem Falle der vordere, die Jalousierolle deckende scheitrechte Bogen *s* noch Anschlufs an die Widerlagsfläche der eisernen Wand findet. Die Figuren 270 und 271 dienen zur weiteren Erläuterung der Construction, und zwar die erstere in der Ansicht von der Strafsenseite, die letztere im Horizontalschnitt durch die gufseiserne Wand. Eine Verankerung der Trägerenden mittelst Splint und Ankerschiene ist unbedingt nothwendig.

Das in Paris übliche Verfahren, bei Schaufensteranlagen das Frontmauerwerk und die Deckenbalken zu unterstützen, ist fast bei allen Neubauten übereinstimmend dasselbe, und dabei so einfach, dafs die Opulenz der inneren Ausstattung mit der Einfachheit der Construction in einem eigenthümlichen Gegensatze steht. Zur Erläuterung dieser Anordnung diene in aller Kürze Folgendes:

Der ½ Stein starke scheitrechte Bogen, hinter welchem sich sonst die Jalousierolle auf- und abwickelt, kommt dort niemals in Anwendung, indem die aus Vor-

setzläden, oder Tafeljalousien bestehende Verschlufsvorrichtung bei geöffnetem Schaufenster meistens hinter einer Bretter- oder Eisenverkleidung liegt.

Fig. 270.

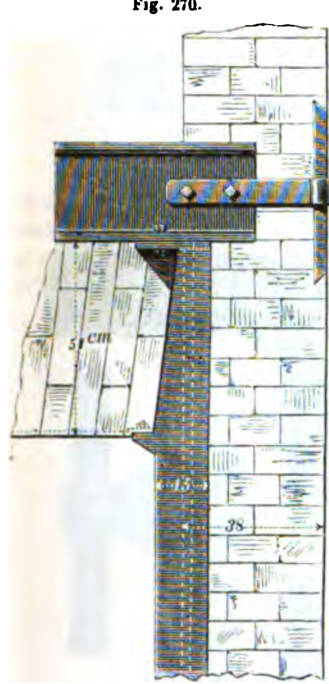
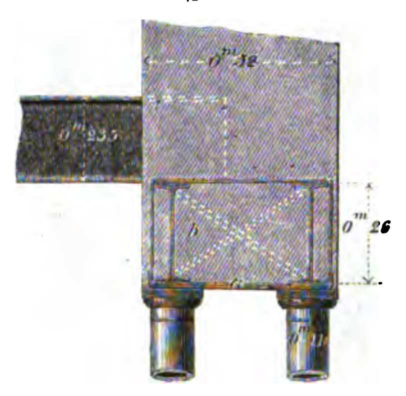


Fig. 271.

Zur Unterstützung des Frontmauerwerks dienen entweder zwei hinter einander aufgestellte Säulen, oder man begnügt sich zu diesem Zweck auch mit einer derselben, die in dem Falle, dafs über dem Ladenraum ein Entresol sich befindet, in einem Stück durchgreift und dann gewöhnlich aus einem vollen Cylinder besteht. Ueber dieser Säule liegen, parallel zur Frontrichtung, 2 bis 3, durch Kreuze und Bänder ausgesteifte T-Eisen; gufseiserne Träger kommen dort nirgends vor, ebensowenig statt der Säulen die durchbrochenen, gufseisernen Wände. Die Deckenbalken ruhen vorne auf der oberen Flansche der Frontträger und bestehen ebenfalls durchweg aus T-Eisen, da hölzerne Balken bei allen Neubauten nicht mehr verwendet werden.

Hiernach stellt nun Fig. 272 die Eisenverbindung im Querdurchschnitt mitten durch eine Schaufensteröffnung dar. Auf den Kopfplatten der beiden hintereinander aufgestellten Säulen liegt ein schmiedeeisernes

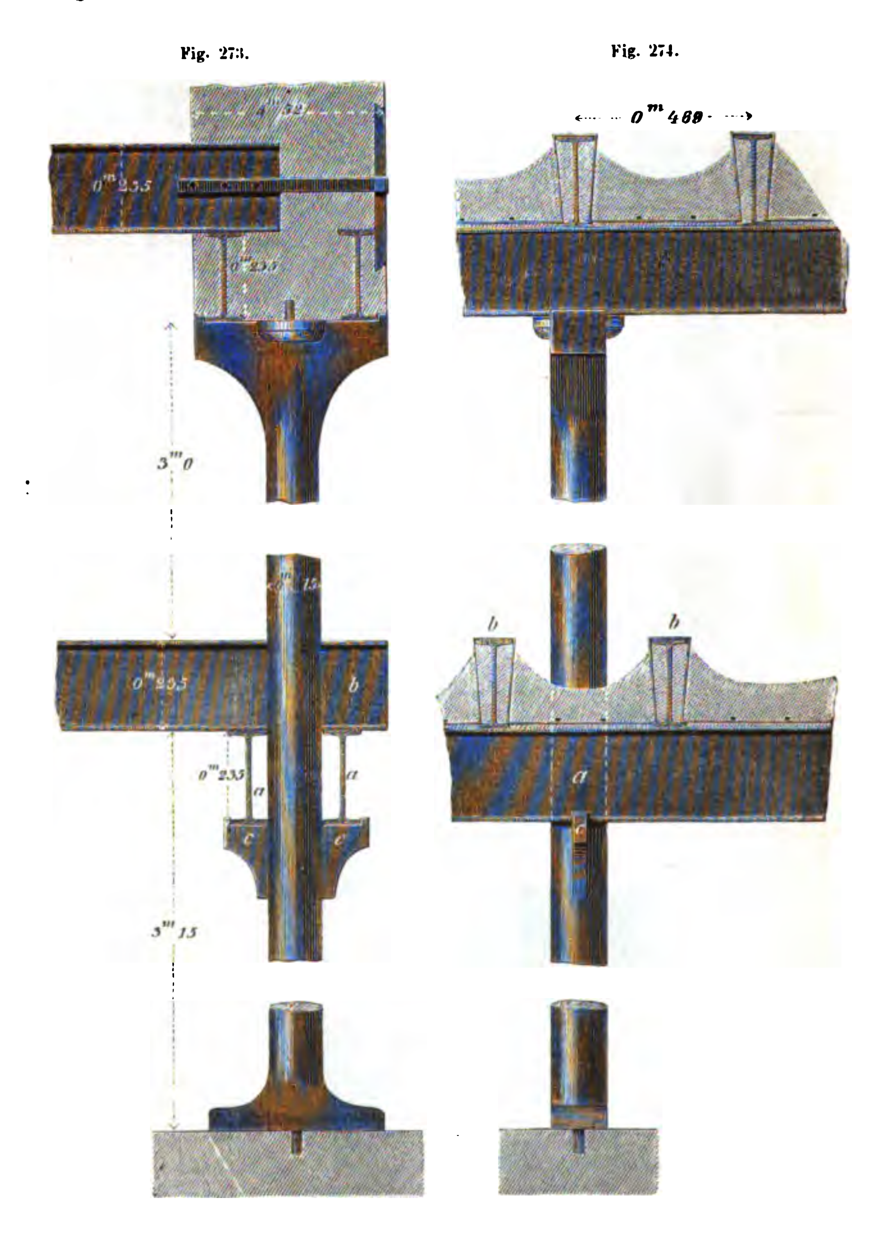
Fig. 272.



Querstück *a*, welches an beiden Enden mit kleinen Umkröpfungen versehen ist, an die sich die unteren Flanschen der Frontträger dicht anschliefsen; kleine, an die Kopfplatten der vollen Säulen angegossene Zapfen durchdringen jenes Querstück und erhalten dasselbe in einer unverschiebbaren Lage. Der Zwischenraum zwischen beiden, durch Bänder und Kreuze ausgesteiften Trägern wird entweder durch

ein roh bearbeitetes »Moëllonstück« *b*, oder durch Backsteine ausgefüllt. Auch findet sich wohl auf den unteren Flanschen der Träger eine starke eichene Bohle aufgelegt, an die sich das Deckstück des Schaufensterraumes leicht befestigen läfst.

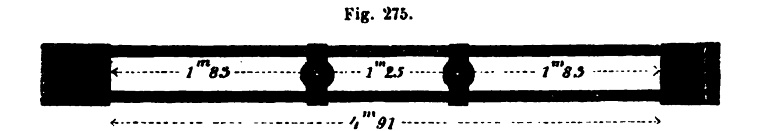
Fig. 273. Fig. 274.



Bei der, in den Figuren 273 und 274 dargestellten Construction ist über der Localität des Erdgeschosses ein Entresol angenommen. Die Säulen greifen alsdann in ganzer Länge von 6m0 bis 6m50 bis zur Hauptetage durch, und erhalten zur Unterstützung der Frontträger *a a*, auf welchen die Deckenbalken *b b* des Erd-

geschosses aufruhen, zwei gegenüberliegend angegossene Rippen *cc*. Die T-förmigen Etagenbalken (Parquetträger) werden sämmtlich durch Quer- und Längsstäbe

Fig. 275.



(*entretoises et côtes de vache*) unter einander verbunden, so dafs dadurch ein schmiedeeisernes Gerippe entsteht, welches der auf Schalung aufgetragenen, dünn angerührten Gipsmasse die nothwendigen Stützpunkte darbietet. Den weiteren Einzelheiten

Fig. 276. Fig. 277. Fig. 278.

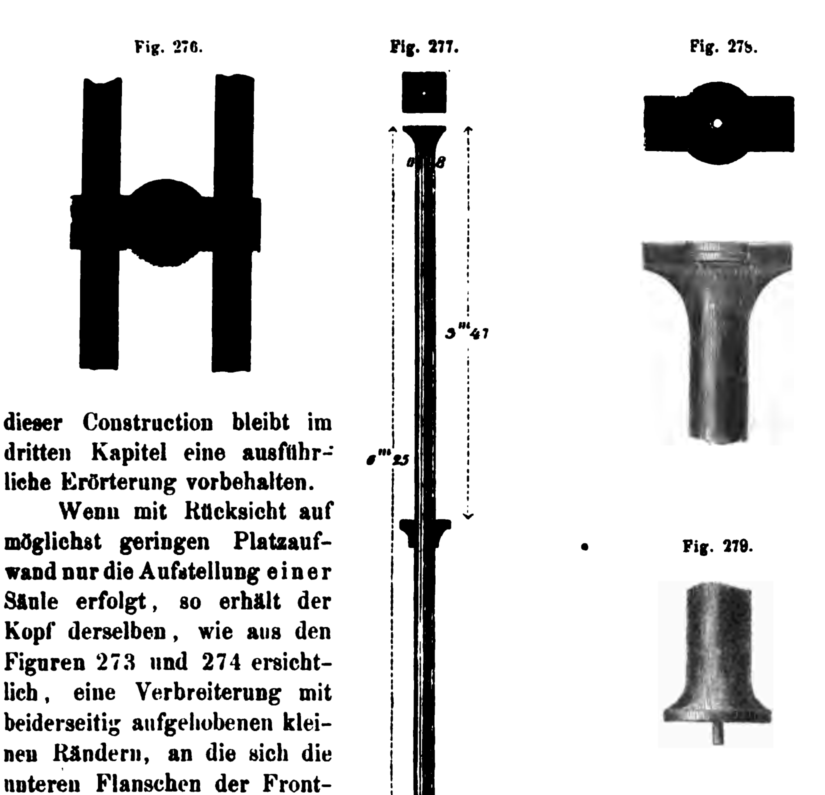


Fig. 279.

dieser Construction bleibt im dritten Kapitel eine ausführliche Erörterung vorbehalten.

Wenn mit Rücksicht auf möglichst geringen Platzaufwand nur die Aufstellung einer Säule erfolgt, so erhält der Kopf derselben, wie aus den Figuren 273 und 274 ersichtlich, eine Verbreiterung mit beiderseitig aufgehobenen kleinen Rändern, an die sich die unteren Flanschen der Frontträger anschliefsen; seitwärts ist in der Absicht, um dem darüber liegenden Werkstück ein besseres Auflager zu verleihen, zuweilen ein kleines Kapitäl angegossen, bestehend aus Abakusplatte und Echinus. In der Mitte der horizontalen Kopffläche der vollen Säule befindet sich eine 10 bis 15 Centim. tiefe, cylindrische Oeffnung von ca. 2 Centim. Durchmesser, in die ein 20 bis 25 Centim. langer, runder Zapfen eingetrieben wird, — wenn dieser nicht bereits an dem Säulenkopf angegossen

sein sollte; mit dem frei vortretenden Ende greift der Zapfen in das darüber befindliche Werkstück ein und vermittelt auf diese Weise eine feste Verbindung der Säulen mit dem Mauerwerk.

Fig. 275 zeigt den Grundrifs dieser Anordnung und Fig. 276 die Ansicht auf den Säulenkopf im Mafsstabe der Fig. 273.

Noch einige andere Kopf- und Fufsformen, welche in solchen Fällen die gufseisernen, gewöhnlich aus voller Masse bestehenden Säulen zu erhalten pflegen, sind in den Figuren 277 bis 279 dargestellt. An die quadratische oder kreisrunde Fufsplatte, in die der Säulenschaft mit allmähliger Einziehung übergeht, ist ein etwa 10 Centim. langer runder Zapfen (*goujon*) angegossen, der in der entsprechenden Oeffnung eines Werkstückes mit geschmolzenem Blei, oder auch nur mit Gips befestigt wird. Säulenfüfse von rechteckiger Grundform pflegt man auch wohl mit Doppelzapfen zu versehen.

Eine derartige, durch Erdgeschofs und Entresol durchgreifende Säule, 6^m0 bis 6^m25 hoch und durchweg voll gegossen, mit 18 Centim. oberem und 21 Centim. unterem Durchmesser wiegt ca. 1580 bis 1600 Kilogr.

3) Die Blechträger.

a. Die einfachen Blechträger.

Der Umstand, dafs die eben besprochenen T-förmigen Träger wegen ihrer verhältnifsmäfsig geringen Querschnitts- und Längendimension nur eine beschränkte Anwendung gestatten, schliefst schon von selbst die Nothwendigkeit in sich, die bei gröfserer Spannweite und Belastung erforderlichen schmiedeeisernen Träger nicht mehr in einem Stück auszuwalzen, sondern dieselben aus mehreren Einzeltheilen zusammen zu setzen und diese durch Vernietung zu einem festen Ganzen zu verbinden. Die in dieser Weise aus vollen Blechplatten, resp. aus Gitterstäben, sowie aus Winkeleisen construirten Träger sind entweder Blechträger, Gitterträger, oder parabolische Träger.

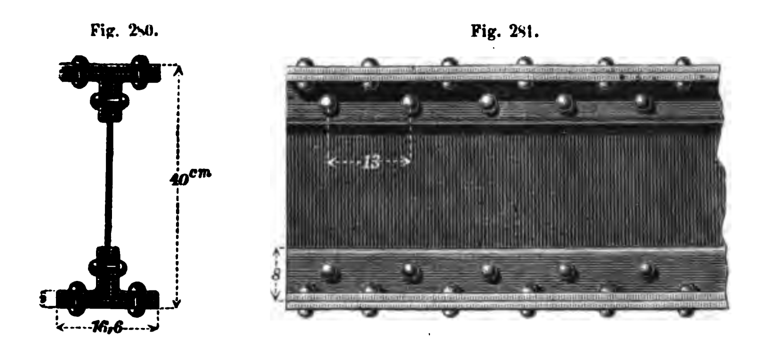
Von allen diesen Trägern haben die Blechträger den Vorzug einer grofsen Einfachheit in der Construction für sich, weshalb sie auch die relativ billigsten sind. Im Vergleich zu den Gitterträgern sind sie aufserdem nicht so leicht dem nachtheiligen Einfluss der Oxydation unterworfen, insofern ihr voller Querschnitt, frei von allen Durchbrechungen, die Zahl der Wassersäcke verringert und zugleich einen leichteren Oel-Anstrich ermöglicht. Endlich gestatten sie auch eine bequeme Befestigung von seitwärts anzuordnenden Constructionstheilen, die sich in jeder beliebigen Höhe an den Trägern anschliefsen lassen.

Construction des einfachen Blechträgers.

Der einfache Blechträger ist, wie aus dem Querdurchschnitt, Fig. 280, und aus der Vorderansicht, Fig. 281, ersichtlich, aus zwei Haupttheilen zusammengesetzt, nämlich aus dem vertikalen Blech, der sogen. Vertikal- oder Zwischenwand, und aus der oberen und unteren Gurtung. Jede dieser letzteren besteht aus zwei, parallel in der ganzen Länge des Trägers durchgreifenden Winkel- oder Eckeisen, deren vertikale Schenkel sich oben und unten an beide Seitenflächen

der Vertikalwand anlegen, und aus einer dazu gehörigen Gurtungs- oder Deckplatte. Die letztere schliefst entweder mit den horizontalen Eckeisen-Schenkeln

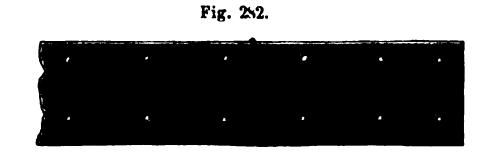
Fig. 280. Fig. 281.



genau ab, oder sie tritt über diese beiderseits noch in einer Breite von 2 bis 3 Centim. vor, um dadurch das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts zu vergröfsern. Niete mit horizontal eingelegten Schäften verbinden die vertikalen Schenkel der Winkeleisen mit der dazwischen befindlichen Blechwand, während andere Niete mit vertikalen Schäften zur Verbindung der Gurtungsplatten mit den horizontalen Eckeisen-Schenkeln dienen. Die Horizontalprojection des Trägers, Fig. 282, zeigt die Köpfe der zuletzt erwähnten Niete.

Der Zweck des vertikalen Bleches besteht hauptsächlich darin, die beiden Gurtungen in ihrer unverrückbaren Lage gegen die neutrale Achse zu erhalten und die in jedem Querschnitt verschieden auftretende Vertikalkraft auszugleichen. Dagegen ist es die ausschliefsliche Aufgabe der beiden Gurtungen, dem Biegungsmomente der äufseren Kräfte Widerstand zu leisten. Die Gröfse des Querschnitts beider Gurtungen bedingt daher, in Verbindung mit der Höhe des Trägers, die Gröfse des Widerstandsmomentes des ganzen Trägerquerschnitts.

Fig. 282.



Die gewöhnlichste Querschnittsform eines Blechträgers ist, wie oben angedeutet, die symmetrische, d. h. die mit doppelter Gurtung. Gleichwie ein gewalzter T-Träger in der einfachen T-Form der Bedingung einer gleichen stabilen Festigkeit nicht genügt, ebensowenig wird dies auch bei genieteten Trägern mit einfacher Gurtung der Fall sein. Indessen erscheint auch die unsymmetrische Querschnittsform ausreichend motivirt und zwar hauptsächlich mit Bezug darauf, dafs bei Ermittelung des Widerstandsmomentes derselben auf den Abzug der betreffenden Nietöffnungen gebührend Rücksicht genommen werden mufs. Da man nun im Allgemeinen annehmen darf, dafs ein in der gedrückten Gurtung befindlicher Niet keine Schwächung der Querschnittsfläche zur Folge hat, während sich dies für den gezogenen Niet mit gleichem Rechte nicht voraussetzen läfst, so erhält häufig die untere Gurtung durch Verbreiterung der Deckplatte, resp. durch Verdoppelung der letzteren, wie aus den Figuren 283 und 284 ersichtlich, eine nicht unerheblich gröfsere Querschnittsfläche.

Bei einer geringen Belastung des Trägers und unter sonst günstigen Beding-

ungen würde ferner eine Querschnittsform mit **fehlenden** Deckplatten, vergl. Fig. 285, unbedingt verwendbar sein, und zwar vorzugsweise im Innern von Gebäuden, überhaupt unter der Voraussetzung, dafs ein Eindringen von Feuchtigkeit in die oben und unten offen daliegenden Fugen nicht zu befürchten ist. Jedenfalls würde ein solcher Träger vor dem in Fig. 286 dargestellten Querschnitt einen entschiedenen Vorzug verdienen, es müfste denn sein, dafs die fehlende untere Gurtung des letzteren durch zwei an die Vertikalwand angenietete Flachschienen theilweise wieder ersetzt wird, Fig. 287.

Fig. 283. Fig. 284.

Unter besonders günstigen Voraussetzungen, namentlich bei geringer Freilänge des Trägers, ist auch der in Fig. 288 dargestellte Querschnitt bereits in Anwendung gekommen. Die Seitensteifigkeit desselben läfst allerdings Manches zu wünschen übrig.

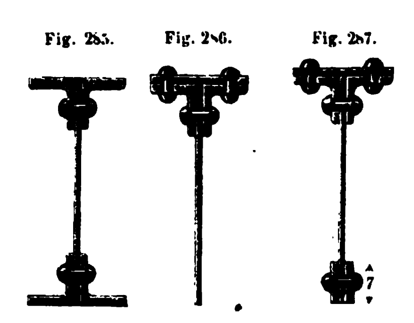
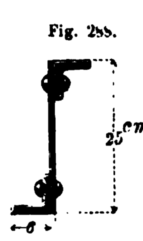


Fig. 285. Fig. 286. Fig. 287.

Am wenigsten wäre wohl ein solcher Blechträger zu empfehlen, der, mit einer **einseitigen** Gurtung versehen, nicht in der Weise, wie ihn Fig. 286 darstellt, sondern in der **umgekehrten** Lage zur Verwendung kommt; denn in diesem Falle stände zu befürchten, dafs die vertikale Wand — ein an beiden Enden freies Auflager des Trägers vorausgesetzt — bei zu grofser Inanspruchnahme **Falten** wirft, was dann leicht einen Bruch des Trägers zur Folge hat.

Obwohl bei der Construction eines Blechträgers mit verhältnifsmäfsig geringen Mitteln eine grofse Tragfähigkeit erzielt wird, so ist dennoch das dabei aufgewendete Materialquantum noch weit vom **theoretischen Minimum**, d. h. von demjenigen Volumen entfernt, welches rechnungsmäfsig sich als ausreichend erweist. Indem wir die Gründe hierfür einer späteren Betrachtung vorbehalten, wäre schon an dieser Stelle hervorheben, dafs auch die bei langen Trägern unvermeidlichen **Stofsverbindungen** sehr wesentlich zur Vergröfserung des **Bruttogewichtes** beitragen. Mit Rücksicht hierauf ist es bei der Construction aller Blechträger als ein Hauptgrundsatz zu betrachten, sämmtliche Verbandstücke **so lang wie möglich** anszuwalzen, damit die durch die Stöfse hineingetragene »**todte Last**« auf ein Minimum reducirt werde. Die natürlichen Grenzen dieser Längen sind hauptsächlich durch die Schwierigkeit des Auswalzens zu schwerer Gegenstände vorgezeichnet, worüber wir noch Folgendes bemerken:

Fig. 288.



Das vertikale Blech oder die Mittelwand.

Blechplatten von zu grofsen Längen- und Querschnittsdimensionen lassen sich nur unter Aufbietung von besonderen Vorkehrungen in den Walzwerken fertig herstellen. Ihre **Länge** beträgt daher durchschnittlich nur 4^m0, bei Brückenconstructionen auch wohl 6^m0; die längsten Bleche überschreiten nicht das Mafs von 7^m0.

Diejenigen Bleche, deren Länge mehr als 4^m0 beträgt, stellen sich wegen der Schwierigkeit ihrer Herstellung im Preise nicht unerheblich höher.

Bei den im Hochbau vorkommenden Blechträgern ist ein Stofs des Vertikalbleches in der Regel nicht erforderlich, da die Weite der hier zu überspannenden Oeffnungen die übliche Länge des Bleches wohl selten überschreitet.

Die gröfste Breite der Platten wird durch die gröfstmöglichste Länge der Streckwalzen bedingt, und da diese höchstens 1^m5 beträgt, so dürfte dies auch als Maximalbreite der Bleche zu betrachten sein. Die breitesten, zu Panzerplatten verwendeten Tafeln werden in der Krupp'schen Gufsstahlfabrik zu Essen mit 4^m6 langen Walzen angefertigt.

Was endlich ihre Stärke anbetrifft, so genügen in der Praxis des Hoch- und des Wasserbaues gewöhnlich die schwächsten, 6 bis 8 Millim. starken Bleche; grössere Blechstärken vergröfsern unnöthiger Weise das Eigengewicht des Trägers und die Kosten desselben, abgesehen davon, dafs dünnere Bleche in der Regel dichter und fehlerfreier sind. Die äufsersten Grenzwerthe für die Blechstärken liegen meistens zwischen 5 und 25 Millim.; selbst für die Gurtungsplatten genügen gewöhnlich schon Stärken von 10 bis 12 Millim.

Da, wie bereits früher bemerkt, ein Gewicht von 700 bis 750^k sich auf einmal unter die Walze bringen läfst, so würde dies Platten von 4^m70 Länge, 1^m55 Breite und ca. 0^m013 Stärke ergeben. Die schwersten englischen Platten für Panzerschiffe erreichen ein Gewicht von 250 Ctr. (12500^k); dieselben sind 3^m15 breit, 3^m15 bis 3^m75 lang und 0^m117 bis 0^m143 stark.

Der Preis der Bleche wird pro Centner berechnet, und ist derselbe bis zu einem Gewichte von 6 Ctr. (300^k) ziemlich constant; darüber hinaus vertheuern sich die Kosten einer 12 Ctr. (600^k) schweren Platte ca. um $\frac{1}{3}$ pro Ctr.

Die Winkel- oder Eckeisen.

Sie bilden in ihrer Verbindung mit dem Vertikalblech und den Deckplatten die sogen. Gurtung des Trägers und zugleich den wichtigsten Theil bei der Construction desselben. Zur Schenkellänge erhalten die Eckeisen alle Abstufungen von 2,5 bis 15 Centim., wenngleich die kleinsten allerdings nicht zu Trägerconstructionen verwendet werden können. Der Grenzwerth ihrer gröfsten Länge von 15 Centim. wird durch den Umstand bedingt, dafs sie während des Walzprocesses in eben so tiefe Einschnitte der Streckwalzen eingreifen, weshalb diese unter ungünstigen Verhältnissen einer Durchbiegung ausgesetzt wären. Bei den Constructionen des Hochbaues erhalten die Schenkel der Eckeisen gewöhnlich nur das Dreifache einer Nietstärke, d. h. eine Länge von 6,5 bis 9 Centim., im Brücken- und Eisenbahnbau auch wohl eine Länge von 10 bis 12 Centim.

Die Stärke der Schenkel kann in den äufsersten Grenzen auf 5 bis 20 Millim. angenommen werden; sie beträgt gewöhnlich $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$, bei den schwächsten auch wohl $\frac{1}{11}$ der Schenkellänge; hiernach ergiebt sich als mittlere Stärke etwa 10, und als äufserstes Mafs 20 Millim.

Auch für die Länge der Eckeisen gilt der Grundsatz, dafs mit Rücksicht auf möglichste Verringerung der Stöfse die gröfstmöglichen Dimensionen vorzuziehen sind. Längen von 6 bis 7^m können als die gewöhnlichen, und solche von 9 bis 11^m als die allergröfsten bezeichnet werden.

Das Gewicht eines Eckeisens von 6,5 Centim. Schenkellänge und 1 Centim. Stärke beträgt ca. 10^k75 pro lfd. Meter.

In nachstehender

Tabelle

ist dieses Gewicht für gleichschenklige Winkeleisen bei verschiedener Stärke ihrer Schenkellängen enthalten.

Stärke in Zollen.	Länge eines jeden Schenkels. $1\frac{1}{4}''$	$1\frac{5}{8}''$	$2\frac{1}{8}''$	$2\frac{5}{8}''$	$3\frac{1}{8}''$	Stärke in Centim.	Länge eines jeden Schenkels in Centim. 3,4	4,2	5,5	6,8	8,1
	Gewicht pro lfd. Fufs in Pfunden.						Gewicht pro lfd. Meter in Kilogr.				
$\frac{3}{16}$	1,62	2,12	2,76	3,42	4,08	0,5	2,58	3,37	4,38	5,43	6,48
$\frac{1}{4}$	2,18	2,82	3,70	4,56	5,44	0,6	3,47	4,48	5,88	7,25	8,64
$\frac{3}{16}$	2,72	3,52	4,62	5,70	6,80	0,8	4,33	5,59	7,34	9,06	10,81
$\frac{3}{8}$	3,26	4,22	5,54	6,84	8,16	1,0	5,19	6,71	8,80	10,87	12,97
$\frac{7}{16}$	3,80	4,92	6,48	7,98	9,52	1,1	6,04	7,82	10,30	12,68	15,13
$\frac{1}{2}$	4,36	5,66	7,40	9,14	10,86	1,3	6,93	8,99	11,76	14,41	17,26
$\frac{9}{16}$	—	—	8,32	10,28	12,22	1,4	—	—	13,22	16,34	19,43
$\frac{5}{8}$	—	—	9,24	11,42	13,58	1,6	—	—	14,69	18,15	21,59
$\frac{11}{16}$	—	—	—	12,56	14,94	1,8	—	—	—	19,97	23,75
$\frac{3}{4}$	—	—	—	13,70	16,30	2,0	—	—	—	21,77	25,91

Die Gurtungs- oder Deckplatten.

Dieselben haben den Zweck, die an der oberen und unteren Saumkante der Vertikalwand befindliche Fuge, welche sich hier durch den Anschlufs der Eckeisen bildet, zu decken und gleichzeitig den Querschnitt der Gurtungen zu vergröfsern. Hinsichtlich ihrer Stärke und Länge gilt im Allgemeinen dasselbe, was bereits von dem Vertikalblech gesagt worden; doch wäre namentlich im Hinblick auf die gedrückte Gurtung nicht unerwähnt zu lassen, dafs zu schwache Gurtungsplatten leicht Verkrümmungen derselben zur Folge haben. Wenn daher auch Vertikalbleche von 6 bis 8 Millim. Stärke für alle Querschnitte des Trägers — und am meisten in der Mitte — eine mehr als ausreichende Sicherheit gewähren, so wird doch die Stärke der Gurtungsplatten etwa auf das Doppelte, oder wenigstens ebenso grofs anzunehmen sein, wie die der Eckeisen-Schenkel. Die Breite dieser Platten hängt von der Länge der Eckeisen-Schenkel ab; schliefsen sie nämlich genau mit den letzteren ab, so ist ihre Breite gleich der doppelten Länge eines Schenkels, vermehrt um die Stärke des Vertikalbleches; treten jedoch die Platten beiderseits über, so vergröfsert sich dadurch ihre Breite etwa um 5 bis 6 Centim.

Aus den vorangeschickten Bemerkungen geht nun hervor, dafs bei allen Blechträgern von beträchtlicher Länge mehrfache Stofsverbindungen als unvermeidlich und — man kann hinzufügen — als unvermeidliche Uebel betrachtet werden müssen. Denn diese Stöfse dadurch zu umgehen, dafs man die betreffenden Constructionstheile durch Zusammenschweifsen unmittelbar verbindet, dies wäre im günstigsten Falle umständlich und kostspielig, bei gröfseren Querschnitts- und Längendimensionen aber geradezu unausführbar.

Alle bei einem Blechträger auftretenden Stofsverbindungen müssen alterniren. An derjenigen Stelle also, wo beispielsweise das Vertikalblech gestofsen, darf nicht zu gleicher Zeit der Stofs der Winkeleisen, oder der Gurtungsplatten erfolgen. Es ist dies die nothwendige Folge einer Construction, bei der verschiedene Einzelstücke zu einem unverschiebbaren Ganzen sich verbinden sollen.

Der Stofs des Vertikalbleches ist jedesmal ein stumpfer, wobei die entstehenden Fugen durch Stofsplatten gedeckt werden. Dafs diese nicht einseitig sondern auf beiden Seiten der Blechwand angewendet werden, erscheint schon, abgesehen von dem nachtheiligen Einflufs des dabei auftretenden Kräftepaares, durch den Umstand geboten, das Eindringen von Feuchtigkeit in die sonst offen daliegende Fuge, und die daraus herzorgehende Oxydation des Eisens zu verhüten. Eine gröfsere Zahl von Nieten, zu beiden Seiten der Fuge angeordnet, vermittelt eine feste Verbindung der Stofsbleche mit dem zu stofsenden Vertikalblech.

Bei Ermittelung der erforderlichen Zahl jener Niete, sowie der Gröfse der Querschnittsfläche beider Stofsplatten, kommt wesentlich die Frage in Betracht, wie grofs an der Stofsverbindungsstelle die Vertikalkraft ist. Man versteht unter der, in einem beliebigen Schnitt des Trägers auftretenden Vertikalkraft V die algebraische Summe aller hier vorhandenen vertikalen Kräfte, oder diejenige Belastung, welche, durch Vermittelung der Zwischenwand, von der Trägermitte bis zu jenem Schnitt hin direkt übertragen worden ist. Es mufs dieselbe als eine abwärts gerichtete Kraft gedacht werden, welche ein vertikales Verschieben der beiden abgeschnittenen Stücke intendirt. Diese Verschiebung — wenn überhaupt eine solche möglich wäre — ist doppelt so grofs, wie die der Längsspannung V entsprechende Verlängerung des Balkens sein würde.

An allen ungestofsenen Stellen mufs die volle Blechwand des Trägers die Vertikalkraft V aufheben, und es ist daher die Spannung S jenes Bleches in einem beliebigen Schnitt der Gröfse der hier wirksamen Kraft V gleich. Hieraus ergiebt sich die allgemeine Relation:

$$S = ft = V, \text{ oder}$$

$$f = \frac{V}{t}.$$

Man erhält daher für einen bestimmten Schnitt den Querschnitt f der Blechwand, wenn man die hier ermittelte Vertikalkraft durch den Modul t (700^k) dividirt.

An denjenigen Stellen aber, wo die Zwischenwand gestofsen, treten der Vertikalkraft zunächst die in der Stofsverbindung liegenden Nietschnitte entgegen, weshalb diese auf Abscheeren in Anspruch genommen werden. Die Niete sind hier gewissermafsen als »Ansammler« aller in den gestofsenen Verbandstücken vorhandenen Spannungen zu betrachten und es ist mithin die Gröfse der Abscheerungskraft jener Kraft V gleich. Hierbei hat man einschnittige und doppelschnittige Niete zu unterscheiden; die ersteren, bei einfachen Stofsplatten, übertragen die Spannung nur nach einer Richtung, während durch die letzteren — bei doppelten Stofsplatten — jene Spannung nach doppelten Richtungen hin vermittelt wird. Bei einschnittigen Nieten wird daher nur eine Schnittfläche derselben, bei doppelschnittigen Nieten aber eine doppelte Schnittfläche in Anspruch genommen.

Bezeichnet man mit F die auf Abscheeren beanspruchte Querschnittsfläche

aller Nietschnitte, welche auf einer Seite der Stofsfuge liegen, und mit t den Modul des Schmiedeeisens gegen Abscheeren, so ist allgemein

$$F \,.\, t = V, \text{ oder}$$

$$F = \frac{V}{t}.$$

Auch für die Gröfse dieses Werthes von t läfst man gewöhnlich 700^k zu, obwohl der Modul des Schmiedeeisens, bezogen auf Abscheeren, etwa um $\frac{1}{5}$ von der auf Zug oder auf Druck zulässigen Belastung geringer ist. Bei einschnittigen Nieten tritt die Abscheerung ca. bei 3200^k und bei zweischnittigen Nieten bei 3500^k pro □Centimeter der Schnittfläche ein.

Da nun nach Obigem auch der Querschnitt der Vertikalwand

$$f = \frac{V}{t},$$

so ergiebt sich hieraus das folgende Gesetz:

Die Summe der an jeder Seite des Stofses in Anspruch genommenen Nietschnitte mufs mindestens ebenso grofs sein, wie der Querschnitt des Vertikalbleches.

Unter r den Halbmesser eines Niets und unter n die Anzahl der letzteren verstanden, ist für einschnittige Niete

$$F = r^2 \,.\, \pi \,.\, n, \text{ oder}$$

$$n = \frac{F}{r^2 \,.\, \pi},$$

und für doppelschnittige Niete

$$F = 2 \,.\, r^2 \,.\, \pi \,.\, n, \text{ oder}$$

$$n = \frac{F}{2\, r^2 \,.\, \pi}.$$

Das in Bezug auf die Nietschnitte ausgesprochene Gesetz gilt auch unverändert hinsichtlich der Stofsbleche; dieselben treten als Ersatz für das gestofsene Vertikalblech ein und es ergiebt sich hieraus die Bedingung:

Der Querschnitt der beiden Stofsplatten mufs mindestens ebenso grofs sein, wie der des Vertikalbleches.

Nach diesen Erläuterungen soll an einigen Zahlenbeispielen die Stärke und Länge der Stofsplatten, sowie die erforderliche Zahl der Niete in der Stofsverbindung einer vertikalen Wand nachgewiesen werden.

Erstes Beispiel.

Das vertikale Blech eines Blechträgers sei 41,8 Centim. hoch; die Höhe der Stofsplatten, d. h. der lichte Abstand der vertikalen Eckeisen-Schenkel, betrage 26,1 und die Stärke des zu stofsenden Vertikalbleches 0,6 Centim.

Die Stärke x eines jeden der beiden Stofsbleche ergiebt sich dann aus der Gleichung

$$2 \,.\, 26{,}1 \,.\, x = 41{,}8 \,.\, 0{,}6; \text{ hieraus}$$

$$x = 0{,}5 \text{ Centim.}$$

Um die Länge der Stofsbleche festzustellen, kommt es zunächst darauf an, die an jeder Seite des Stofses erforderliche Zahl der Nietschnitte und die hieraus sich ergebende Zahl der Nietreihen zu ermitteln.

Zur Verbindung der Bleche in der Vertikalwand werden im Allgemeinen die zulässig schwächsten Niete zu verwenden sein; bei der geringen Blechstärke des vorliegenden Falles genügen Niete von 1,3 Centim. im Durchmesser; in den Gurtungen sind jedenfalls stärkere erforderlich.

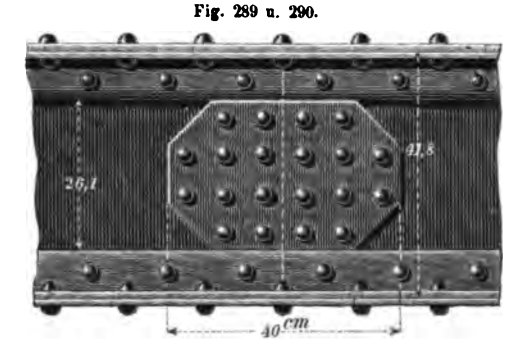
Unter y die Zahl der Nietschnitte verstanden, ist demnach:

$$3{,}141 \, . \left(\frac{1{,}3}{2}\right)^2 y = 41{,}8 \, . \, 0{,}6$$

$$y = 20.$$

Diese 20 Nietschnitte bedingen an jeder Seite des Stofses 10 Niete; dieselben würden in 3 Reihen, von denen 2 je 4 Niete und die dritte 2 Niete enthalten, eingelegt werden können. Die Fig. 289 und 290 zeigen diese Verbindung in der Ansicht und im Horizontalschnitt.

Fig. 289 u. 290.





Die Länge der Stofsbleche ist von der Entfernung der Nietreihen unter einander und vom Blechrande abhängig. Bezeichnet man mit δ die gröfste Stärke derjenigen Bleche, die vernietet werden, so ist

die Entfernung der Nietmitten von einander für eine feste und dichte Fuge $5\,\delta$, für eine feste Fuge $10\,\delta$, die Entfernung der Nietmitten vom Blechrande für eine feste und dichte Fuge $3\,\delta$, für eine feste Fuge $5\,\delta$.

Da im vorliegenden Falle $\delta = 0{,}6$ Centim. ist, so wäre die Entfernung der Nietmitten von einander etwa auf 6,5 Centim. und die der Nietmitten vom Blechrande auf 3,2 Centim. anzunehmen. Auch kann man das Theilungsmafs der Niete ca. dem 5fachen ihres Schaftdurchmessers und den Abstand der Nietmitten vom Blechrande dem 3fachen ihres Durchmessers gleichsetzen. Hiernach ergiebt sich eine Länge der Stofsbleche von rot. 40 Centim.

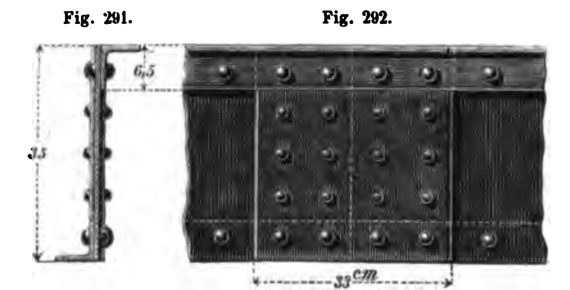
Werden nur zwei Bleche untereinander einschnittig vernietet — und zwar dann von gleicher Stärke — so ist der Durchmesser der erforderlichen Niete gleich der doppelten, und die Entfernung der Nietmitten von einander (Niettheilung) gleich der 10fachen Stärke eines Bleches. — Niete, deren Durchmesser 1 Centim. beträgt, sind als die schwächsten, und Niete mit 3,5 Centim. Durchmesser als die stärksten zu bezeichnen.

Wir führen nachstehend noch ein zweites Beispiel an, und zwar hauptsächlich aus dem Grunde, weil hierbei sowohl ein- wie zweischnittige Niete auftreten.

Zweites Beispiel.

Die Höhe des vertikalen Bleches, vergl. die Figuren 291 und 292, betrage 35 Centim., die Stärke desselben 0,6 Centim., die Schenkellänge der Winkeleisen sei 6,5 und die Stärke derselben 1 Centim.

Fig. 291. Fig. 292.



Die Stärke x der Stofsplatten ergiebt sich aus der Gleichung

$$2 \,.\, 28{,}5 \,.\, x = 35 \,.\, 0{,}6$$

$$x = 0{,}36 \text{ Centim.}$$

Zur Deckung der Querschnittsfläche des vertikalen Bleches sind an Nietschnitten erforderlich

4 in den Gurtungen befindliche einschnittige Niete von je 2 Centim. Durchmesser

$$4 \cdot \frac{1}{4} \pi \,.\, 4 \;\ldots\ldots\; 12{,}56 \;\square\text{Centim.}$$

6 in der vertikalen Wand liegende doppelschnittige Niete von 1,2 Centim. Durchm.

$$2 \,.\, 6 \cdot \frac{1}{4} \pi \,.\, 1{,}44 \;\ldots\ldots\; 13{,}56 \;\text{»}\; \text{»}$$

Summa 26,12 □Centim.,

während der Querschnitt des Vertikalbleches nur

$$35 \,.\, 0{,}6 = 21{,}0 \;\square\text{Centim.}$$

beträgt.

Die Länge der Stofsplatten berechnet sich auf ca. 33 Centim.

Zum Stofs der Gurtungsplatten mufs eine Stofsplatte von mindestens ebenso grofser Stärke in Anwendung kommen. Die Länge dieser Platte bestimmt sich aus der Zahl der an jeder Seite des Stofses erforderlichen Niete, und diese Zahl ist wieder durch die Querschnittsfläche der Gurtungsplatten bedingt. Die Niete, hier einschnittig, werden auf Horizontalabscheerung in Anspruch genommen und die Summe ihrer Schnittflächen mufs dem Querschnitt der Gurtungsplatte gleich sein.

Die letztere sei beispielsweise 20,9 Centim. breit und 1,0 Centim. stark. Hieraus findet sich die Zahl der einschnittigen Niete, also die Zahl der Niete selbst, deren Durchmesser 2,0 Centim. betragen soll, aus der Gleichung

$$3{,}141 \,.\, y = 20{,}9$$

$$y = 6.$$

Es würden demnach, wie aus den Fig. 293 und 294 ersichtlich, in jeder der beiden, zur Seite des Stofses befindlichen Reihen 3 Niete anzuordnen sein.

Die Länge der Stofsplatte beträgt hiernach etwa 57 Centim.

Die Stirnflächen der gestofsenen Gurtungsplatten müssen sich möglichst vollkommen berühren, um dadurch eine günstigere Uebertragung der Spannung zu erzielen.

Der **Stofs** der **Eckeisen** wird durch **Deckwinkel** *w* gedeckt, vergl.

Fig. 293 u. 294.

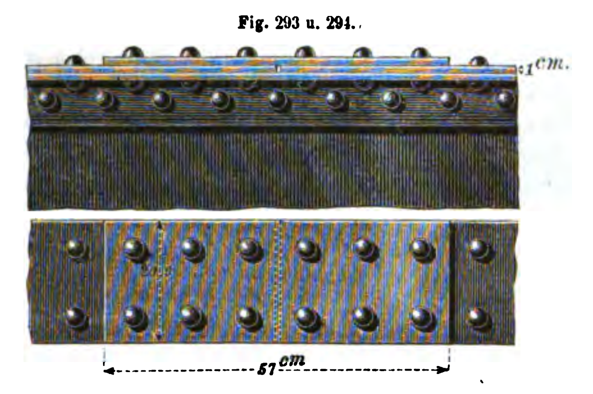
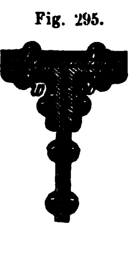


Fig. 295, deren Querschnitt ebenso grofs sein mufs, wie der der Eckeisen. Die Schenkellänge der letzteren betrage 7,8 Centim., ihre Stärke 1,3 Centim. und zur Verbindung sollen 2 Centim. starke Niete dienen. Da die erforderliche Zahl derselben sich hier auf 6 ergiebt, so würden, wie aus Fig. 296 ersichtlich, in **jeden** Schenkel an **jeder** Seite des Stofses 3 Niete einzulegen sein.

Fig. 295.



Anstatt der Deckwinkel, die nicht immer korrekt anschliessen und auch nur selten leicht zu beschaffen sind, bedient man sich vortheilhafter der **Deckschienen**; dieselben werden an die Schenkel der Winkel einzeln angenietet und berechnet sich deren Querschnitt in ganz ähnlicher Weise, wie dies oben gezeigt worden.

Fig. 296.

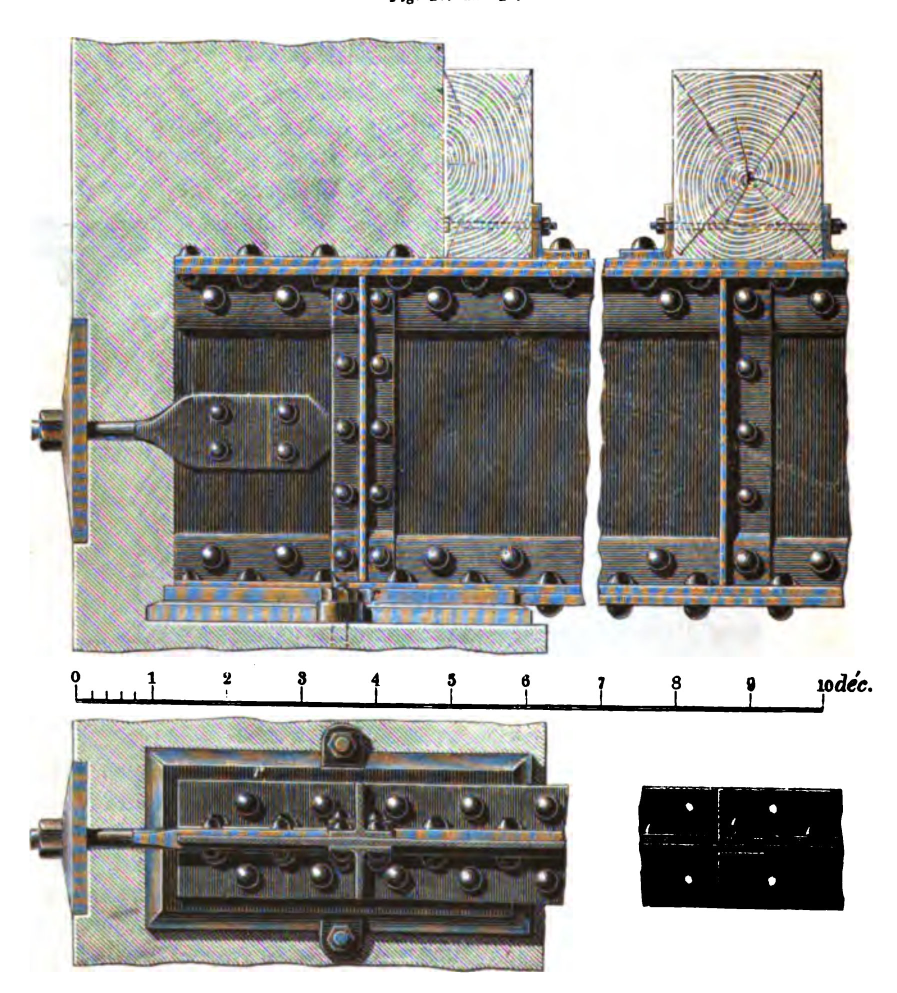


Um die **Seitensteifigkeit** derjenigen Blechträger zu vergröfsern, die im Brücken- und Eisenbahnbau zur Ueberspannung grofser Oeffnungen in Anwendung kommen, bedient man sich vertikal durchgreifender Verbindungsstücke, der sogen. **Aufsteifungen**. Dieselben schliefsen sich an die vertikale Wand und, mittelst Umkröpfung ihrer Endigungen, auch an die beiden Gurtungen an; sie sind besonders an allen **Lastpunkten**, d. h. an denjenigen Punkten des Trägers erforderlich, wo die letzteren durch seitlich sich anschliefsende andere Träger, oder wo sie in ihrer oberen Gurtung durch Balken, Säulen u. s. w. belastet werden. Da die Aufsteifungen den vollen, auf ihnen lastenden Druck aufzunehmen, und durch doppelschnittige Niete auf das vertikale Blech des Trägers zu übertragen haben, so folgt hieraus unmittelbar, dafs sowohl ihr **Querschnitt**, wie auch die **Zahl** der **Nietschnitte** jenem Drucke entsprechend festgestellt werden mufs. Es dürfte dabei am zweckmäfsigsten sein, sie stets bis über die vertikalen Schenkel der Gurtungs-

eisen fortgreifen zu lassen, damit sie gleichzeitig zur theilweisen Aussteifung der gedrückten Gurtung dienen. Bei Gitterträgern, die im Princip des engmaschigen Systems ausgeführt sind, sollen sie aufserdem den schwachen gedrückten Stäben zu Hülfe kommen und diese vor Durchbiegung nach der Seite sicher stellen.

Der Abstand der Aussteifungen von einander kann durchschnittlich auf 1 bis 1,5 Meter angenommen werden; doch ist es gerechtfertigt, sie nicht durchweg in gleichen Entfernungen anzubringen, sondern sie in der Mitte des Trägers näher an einander zu stellen, als an den Enden, vorausgesetzt, dafs ihre Stellung nicht *a priori* durch die Lage der Lastpunkte bezeichnet ist.

Fig. 297 und 298.

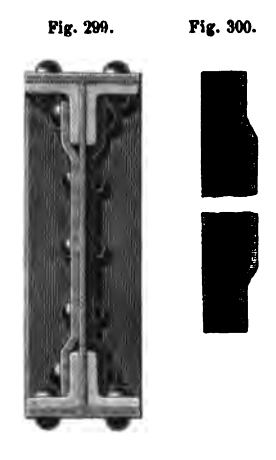


Der Querschnitt derselben ist in der Regel winkelförmig, wie dies auch in den Fig. 297, 298, 299 und 300 vorausgesetzt worden. Die Gröfse dieses Querschnitts kann von der Mitte des Trägers nach den Enden hin, entsprechend der nach dieser Richtung hin sich vermindernden Tendenz der gedrückten Gurtung zum Ausweichen, allmählig abnehmen; in der Nähe der Auflager ist daher unter Umständen

an Stelle der Winkel ein einfacher, vertikal durchgreifender Blechstreifen völlig ausreichend.

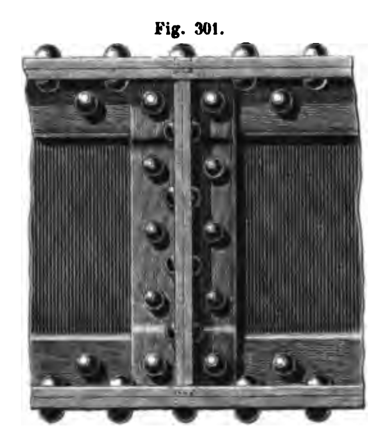
Einer kräftigen Aufsteifung, in den Figuren 297 und 298 T-förmig gedacht, bedarf es stets über der Mitte des Endauflagers, weil der Gröfse des Auflagerdruckes nothwendig entgegengewirkt werden mufs. Der Träger wird hier, zuweilen unter Zwischenlage eines schmiedeeisernen, an seiner Unterfläche möglichst eben zugerichteten Bleches, auf eine gufseiserne Fufsplatte gelegt, die mit den Rändern *r r* zu versehen und mit dem Mauerwerk durch ein Paar Steinschrauben zu befestigen ist. Zufällige Unebenheiten des Mauerwerks sind durch eine dünne Cementfuge auszugleichen. Eine starke Ankerplatte mit zugehöriger gabelförmiger Schiene stellt eine solide Verankerung her.

Fig. 299. Fig. 300.



Sollte bei sehr schweren Lastpunkten die einfache Winkelform der Aufsteifung nicht genügen, so läfst sich statt dieser, vergl. die Fig. 301, eine aus doppelten Winkeln zusammengenietete Querschnittsform in Anwendung bringen.

Fig. 301.



Was endlich die Höhe eines einfachen, mit oder ohne Aufsteifung versehenen Blechträgers anbetrifft, so richtet sich diese in der Regel nach der Länge desselben. Im Wasser- und Eisenbahnbau beträgt die Höhe $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$, im Hochbau $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{15}$ von der freitragenden Länge des Trägers, von Mitte zu Mitte der Auflager gerechnet.

Nachdem wir nun die Construction des einfachen Blechträgers, und die sonstigen dabei vorkommenden Verhältnisse im Allgemeinen erörtert haben, wäre zunächst noch darauf aufmerksam zu machen, dafs auf die Tragfähigkeit desselben nicht allein die Höhe des Trägers und der Querschnitt der einzelnen Constructionstheile, sondern auch die Form, Stärke und Beschaffenheit der Niete, sowie die Art und Weise, wie die Vernietung zur Ausführung gelangt, von wesentlichem Einflufs ist. Bevor wir daher zur Ermittelung des Widerstandsmomentes eines Blechträgerquerschnitts übergehen, mögen hier noch einige Bemerkungen — soweit diese im Vorstehenden noch nicht erledigt — über Form und Verhältnifs eines fertigen Niets, sowie über die auszuführende Vernietung Platz finden.

Jeder noch nicht eingezogene Niet besteht aus dem ersten Kopf und dem Schaft. Das zur Herstellung desselben verwendete Eisen mufs stets von bester Beschaffenheit sein; je gröfser das specifische Gewicht des Eisens, desto reiner und vorzüglicher ist die Qualität. Der Schaft mufs in seiner äufseren Form genau cylindrisch, dabei frei von allen Nähten und Rändern und mit möglichst glatter Oberfläche versehen sein. Der Durchmesser desselben ist bei einfachen Stofsblechen in der Regel doppelt so grofs, wie die Stärke eines von denjenigen Blechen, die zur Vernietung kommen. Bleche von $0,9^{cm}$ Stärke werden also mit $1,8^{cm}$ starken

Nieten und solche von $1{,}3^{cm}$ Stärke mit $2{,}6^{cm}$ starken Nieten verbunden. Niete von 1^{cm} Durchmesser sind als die schwächsten und solche von 2 bis $2{,}5^{cm}$ Durchmesser als die gewöhnlichsten zu betrachten.

Die Länge des Schaftes hängt im Allgemeinen von der Zahl und der Stärke der übereinander zu vernietenden Constructionstheile ab, doch darf diese Länge erfahrungsmäfsig eine bestimmte Grenze, etwa das 4 bis 5 fache des Durchmessers, nicht überschreiten, weil längere Niete die Oeffnung nicht vollständig ausstauchen und auch leicht abreifsen; bei einer zu grofsen Stückzahl zu vernietender Bleche darf daher nur eine Verschraubung in Anwendung kommen.

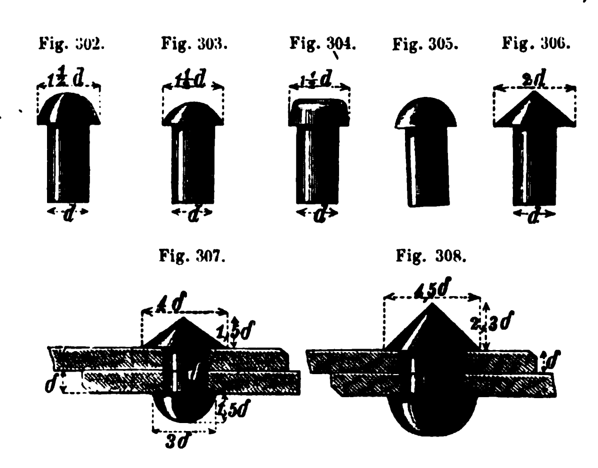


Fig. 302. Fig. 303. Fig. 304. Fig. 305. Fig. 306. Fig. 307. Fig. 308.

Die Kopfform des Niets ist ziemlich gleichgültig: gewöhnlich ist sie gewölbt, zuweilen aber auch flach oder kegelförmig. Die Figuren 302 und 303 zeigen Köpfe in Form einer Halbkugel und eines Kugelabschnitts; in den Figuren 304, 305 und 306 sind dagegen die Köpfe flach (*à la champignon*), resp. ellipsoidisch und kegelförmig dargestellt. So beliebig im Allgemeinen die Form des Kopfes, so constant ist meistens der Durchmesser desselben; als Function der Stärke des Schaftes beträgt er in der Regel das 1½ fache von dem Durchmesser des letzteren.

Aus den Figuren 307 und 308, welche beziehungsweise einen Niet für eine gleichzeitig feste und dichte Fuge, und solchen für eine nur feste Fuge zeigen, gehen die zweckmäfsigsten Verhältnisse deutlich hervor.

Bei allen diesen Nieten erfolgt das Abreifsen in der Regel an derjenigen Stelle, wo sich der Schaft mit dem Kopfe verbindet; es läfst dies stets eine unzweckmäfsige Form des Niets erkennen, insofern das Abreifsen nicht an jener Anschlufsfläche, sondern mitten im Schafte eintreten müfste. Dies giebt Veranlassung, die relativ schwächste Stelle des Niets durch eine konische Verbreiterung des Schaftes, d. h. durch eine »Versenkung« zu verstärken; dieselbe ist namentlich bei längeren Nieten von Vortheil, indem sie gleichzeitig zur Verringerung der Stauchlänge beiträgt; nur bei zu dünnen Blechen würde sie fortbleiben müssen. Auch ist es unter ungünstigen Verhältnissen empfehlenswerth, den Schaft unten mit einer Zuspitzung zu versehen, wodurch ein besseres Ausstauchen der Nietöffnung erreicht wird.

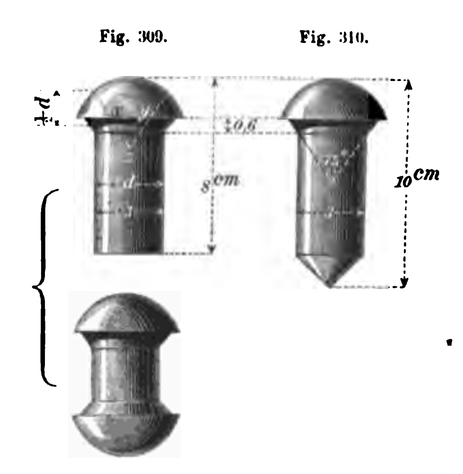


Fig. 309. Fig. 310.

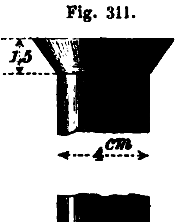
Der in Fig. 309 dargestellte Niet zeigt die sogen. »normale Kopfform«. Die allgemeinen Verhältnisse sind dabei folgende:

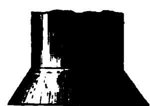
Die Höhe der Versenkung ist auf $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ von dem Durchmesser d des Schaftes und der Winkel, den der Ergänzungskegel in seiner Spitze bildet, auf 75° anzunehmen. Der Durchmesser des Kopfes beträgt 1,5 d und das Loth, von der Mitte der Versenkung in der Verlängerung des Schaftmantels bis zur Wölbungsfläche gemessen, 0,5 d. Schneidet man vom obersten Punkte dieses Lothes die vertikale Achse des Nietes mit der Länge d im Punkte z ab, so liegen in x, x und z die Mittelpunkte zu der zu verzeichnenden Korblinie.

Fig. 310 zeigt einen Niet mit unten zugespitztem Schafte; die dabei hineingeschriebenen Zahlenwerthe bezeichnen die stärksten, noch üblichen Dimensionen.

Bei sehr langen Nieten — es kommen ausnahmsweise solche von 20 Centim. Länge bei einem Durchmesser von 5 Centim. vor — legt man auch beide Köpfe derselben, vergl. Fig. 311, versenkt ein, sodafs diese mit den Aufsenflächen der zu vernietenden Theile genau abschliefsen. Es ist hiermit aber stets die Gefahr des Abreifsens der Nietschafte vorhanden, weil kaum anzunehmen, dafs die letzteren bei einer so beträchtlichen Länge überall eine gleich grofse Ausdehnung erleiden.

Fig. 311.





Für eine korrekt auszuführende Vernietung ist auch die richtige Form der Nietlöcher von grofser Wichtigkeit; man nimmt zuweilen in der Praxis wahr, dafs dieselben nicht genau cylindrisch, stellenweise vielmehr von verschiedener Weite sind. Wenn aufserdem die Löcher der einzelnen zu vernietenden Theile nicht scharfkantig übereinander liegen, sondern vor- oder zurückspringende Ränder bilden, so wäre allerdings zu befürchten, dafs der eingeschlagene Niet die zugehörige Oeffnung nicht vollständig ausfüllt und daher mehr oder minder als unzureichend sich erweist.

Vor dem Einsetzen der Niete müssen die Nietlöcher sorgfältig gereinigt und von den anhaftenden Staub- und etwaigen Rosttheilchen befreit werden. Das Anwärmen der Niete bis zur Rothglühhitze, und wo möglich darüber hinaus, geschieht in transportablen, mit Düsen versehenen Nietfeuern. Nachdem die rothglühenden Niete mittelst Zangen aus dem Feuer herausgenommen und die äufsere Glühspandecke abgeschlagen worden, bringt man sie von unten in die betreffende Nietöffnung, sodafs der erste Kopf sich fest an die betreffenden Eisentheile anschliefst. Das Gegen- oder Vorhalten dieses Kopfes geschieht bei Vernietung kleinerer Gegenstände mit Hülfe schwerer Klötze aus Gufseisen; dieselben sind mit Stahlgesenken versehen, die der Kopfform des Niets entsprechen, jedenfalls aber um ca. 3 Millim. niedriger sein müssen, als die Höhe jenes Kopfes beträgt; in Luftkrähnen hängend, lassen sich jene Klötze, die mit langen Hebelsarmen versehen sind, ohne Schwierigkeit an den ersten Nietkopf fest andrücken. Bei der Vernietung stärkerer Constructionstheile ist es jedoch vortheilhafter, den ersten Kopf durch starke Nietwinden anzupressen und ihn während der Dauer der Ausführung im festen Anschlufs an die Nietöffnung zu erhalten.

Die ersten Schläge, »Stauchschläge«, welche eine möglichst vollkommene Ausfüllung der Oeffnung bezwecken, werden durch 3 bis 5 Kilogr. schwere Hämmer gegeben, deren Gewicht im Allgemeinen von der Stärke der Niete abhängig ist. Hierauf wird der Hammer umgekehrt, das Stahlgesenke desselben auf den zweiten Kopf gestellt, und dieser, der Schliefskopf, durch kräftige »Schellschläge«

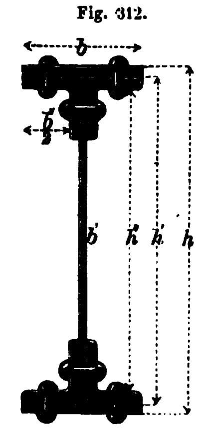
in ganz kurzer Zeit fertig angearbeitet. Das Gewicht der Schellhämmer beträgt etwa 5 bis 6 Kilogr. Noch wäre zu erwähnen, dafs eine Verschraubung der zu vernietenden Theile durch Hülfsbolzen vorgenommen werden mufs, die jedesmal in das zweite oder dritte Nietloch einzusetzen sind.

Der durch das allmählige Erkalten der warm eingezogenen Niete bewirkte feste Anschlufs der Einzeltheile hat einen so grofsen Reibungswiderstand zur Folge, dafs innerhalb einer bestimmten Belastungsgrenze ein Uebereinandergleiten jener Theile nicht möglich ist. Annähernd läfst sich die Gröfse der Reibung auf 15 bis 20 Ctr. pro □Centim. annehmen; erst bei einer darüber hinausgehenden Belastung würde ein Gleiten der vernieteten Constructionstheile eintreten und hiermit zugleich jeder Niet auf Abscheeren in Anspruch genommen werden.

Berechnung der Tragfähigkeit einfacher Blechträger.

Wenn bei der Berechnung dieser Tragfähigkeit das Trägheitsmoment des Blechträgerquerschnitts zu Grunde gelegt werden soll, so kann sich dieses nur auf die beiden Gurtungen beziehen, da die vertikale Wand aus den bereits angeführten Gründen hierbei nicht weiter in Betracht zu ziehen ist.

Fig. 312.



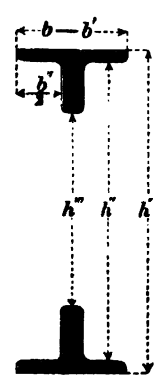
Bezeichnen wir das Trägheitsmoment eines Winkeleisens mit w, so ist das Trägheitsmoment des in Fig. 312 dargestellten Querschnitts:

$$W = \frac{1}{12} b \,(h^3 - h'^3) + 4w.$$

Die Ermittelung des Werthes von $4w$ hat keine Schwierigkeit, wenn man sich die vertikalen Schenkel der Eckeisen, ohne diese in ihrer Lage gegen die neutrale Achse zu ändern, in unmittelbarer Berührung denkt, wie dies in Fig. 313 geschehen. Dadurch entsteht eine doppelte T-Form mit durchbrochenem Stege und dem Trägheitsmoment

$$4w = \frac{1}{12}\left\{(b - b')\, h'^3 - b''h''^3 - (b - b' - b'')\, h'''^3\right\}.$$

Fig. 313.



Es ist also

$$W = \frac{1}{12}\left\{b\,(h^3 - h'^3) + (b - b')\, h'^3 - b''h''^3 - (b - b' - b'')\, h'''^3\right\}$$

$$= \frac{1}{12}\left\{bh^3 - b'h'^3 - b''h''^3 - (b - b' - b'')\, h'''^3\right\}.$$

Von dem Trägheitsmoment dieses voll gedachten Querschnitts sind nun noch diejenigen 4 Nietöffnungen in Abzug zu bringen, deren Achsen vertikal stehen. Bezeichnen wir daher den Durchmesser eines Niets mit d und die Schaftlänge desselben mit $h_{,}$, so wäre das Trägheitsmoment w' jener Oeffnungen

$$w' = 4\left(\frac{1}{12} d h_{,}^3 + e^2 f\right);$$

unter f ist hierin der Querschnitt einer Nietöffnung, und unter e der Schwerpunktsabstand derselben von der neutralen Achse des Trägerquerschnitts zu verstehen.

Der Ausdruck $\frac{1}{12} dh_{,}^{3}$ ist nun aber im Vergleich zu dem Werthe $e^2 f$ als verschwindend klein zu betrachten; indem wir denselben daher vernachlässigen, wird der Abzug der Nietöffnungen nach der Formel

$$4\, e^2 f$$

zu ermitteln sein.

Beispiel.

Die ganze Höhe des Blechträgers betrage, indem wir überall Centimeter zu Grunde legen, 31,3, die äufsere Schenkellänge der Winkeleisen 7,8, die Stärke derselben, sowie die der Gurtungsplatten sei 1,3 und die Stärke des Vertikalbleches 0,6.

Demnach ist

$$\begin{array}{llll} b = 16{,}2 \text{ Centim.} & & h = 31{,}3 \text{ Centim.} \\ b' = 0{,}6 \quad - & & h' = 28{,}7 \quad - \\ b'' = 13{,}0 \quad - & & h'' = 26{,}1 \quad - \\ & & h''' = 13{,}0 \quad - \end{array}$$

Indem wir diese Werthe in den obigen, für W gefundenen Ausdruck substituiren, ergiebt sich:

$$W = \frac{1}{12}\left\{16{,}2 \,.\, 31{,}3^3 - 0{,}6 \,.\, 28{,}7^3 - 13{,}0 \,.\, 26{,}1^3 - (16{,}2 - 0{,}6 - 13{,}0)\, 13{,}0^3\right\}.$$

$$= 20496.$$

Um eine Controlle für die Richtigkeit der Rechnung zu erhalten, ermitteln wir das Trägheitsmoment des Blechträgerquerschnitts noch auf andere Weise, und zwar mit Hülfe einer tabellarischen Zusammenstellung, indem wir dabei die bekannte Formel

$$W = W' + e^2 f$$

zu Grunde legen.

Unter W' ist hierin das Trägheitsmoment der einzelnen Theile zu verstehen, aus denen der Querschnitt besteht, und zwar bezogen auf ihre Schwerpunktsachse, während e und f die oben erwähnten analogen Werthe bezeichnen.

Hiernach ergiebt sich das Trägheitsmoment des halben Blechträgerquerschnitts, ausgedrückt durch Centimeter, aus nachstehender

Tabelle

Bezeichnung der einzelnen Theile.	W'	f	e	e^2	$e^2 f$	$W' + e^2 f$
Die beiden horizontalen Eckeisen-Schenkel	—	20,28	13,8	190	3851	3851
Die beiden vertikalen Eckeisen-Schenkel .	—	16,9	9,9	98	1750	1750
Die Gurtungsplatte	—	21,0	15,1	228	4781	4781
					Summa	10382

Es ist also das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts

$$W = 2 \, . \, 10382 = 20764.$$

Nachdem die Richtigkeit der Rechnung annähernd constatirt worden, sind noch die betreffenden 4 Nietöffnungen nach der Formel

$$4 \, e^2 f$$

abzuziehen. Den Durchmesser des Niets auf 2,5 Centim angenommen, beträgt der Abzug

$$4 \, . \, 14{,}4^2 \, . \, 2{,}6 \, . \, 2{,}5 = 5391.$$

Es bleibt daher ein Trägheitsmoment von

$$20764 - 5391 = 15373.$$

Mithin ist das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts

$$\frac{15373}{15{,}7} \cdot 700^k = 685420 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Dies ist der Grenzwerth für das Moment der äufseren Kräfte.

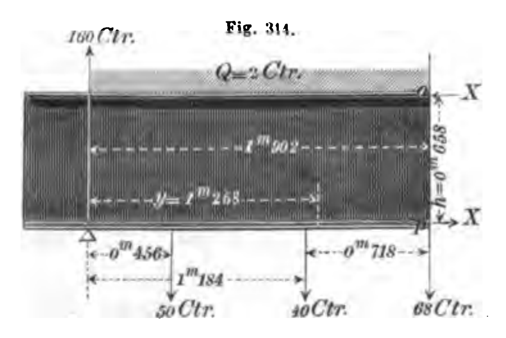
Ohne nun für einen speciellen Fall auf einen Vergleich zwischen den Momenten beider Kräfte einzugehen, wollen wir hier nur so viel bemerken, dafs die Ermittelung des Widerstandsmomentes in der Weise, wie dies soeben geschehen, umständlich und daher auch wenig üblich ist. Ueberdies pflegt in der Praxis wohl gerade der umgekehrte Fall vorzuliegen. Während nämlich in dem eben ausgeführten Beispiel eine bestimmte Querschnittsform des Trägers zu Grunde lag und hiernach die Tragfähigkeit desselben berechnet wurde, ist in den meisten Fällen die Gröfse der Belastung und die Art und Weise ihrer Vertheilung als bekannt anzusehen, wonach dann die Dimensionen des Querschnitts zu ermitteln sind. Indem man hierbei die Höhe des Trägers, seiner jedesmaligen Länge entsprechend, als gegeben voraussetzt, handelt es sich einfach darum, für denjenigen Schnitt, in dem das Moment der äufseren Kräfte am gröfsten, die Spannung in den Gurtungen zu berechnen, woraus sich dann unmittelbar der Querschnitt der letzteren ergiebt.

Wir betrachten nun zunächst, um einige kurze Bemerkungen daran zu knüpfen, einen allgemeinen Fall, wobei die Belastung des Trägers aus ganz beliebig vertheilten Einzelkräften besteht, und gehen dann zu einigen speciellen Beispielen über.

Erstes Beispiel.

Die Höhe des Trägers, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen, betrage 0^m658, die Reaktion des linken Stützpunktes 160 Ctr., vergl. Fig. 314. In einer Entfernung von 0^m456 und resp. von 1^m184 von dem letzteren wirken beziehungsweise die Einzelkräfte 50 Ctr. und 40 Ctr. Das Eigengewicht des Trägers kann bis zum Schnitt op, der, beliebig gelegt, hier in einem Abstande von 1^m902 vom linken

Fig. 314.



Auflagerende gedacht ist, auf 2 Ctr. angenommen werden. Zur Herstellung des Gleichgewichts sind an den durchschnittenen Gurtungen die Horizontalkräfte X zu substituiren; beide müssen als resultirende Mittelkräfte aller hier auftretenden Druck- und Zugkräfte aufgefasst werden; sie wirken daher im Schwerpunkte der durchschnittenen Gurtungen und sind gleich grofs, aber entgegengesetzt gerichtet.

Da ferner der Gleichgewichtszustand des Trägers für jeden Schnitt desselben auch eine Gleichheit aller, auf ihn einwirkenden Vertikalkräfte nothwendig bedingt, so wird man im Punkte p eine Kraft von

$$160 - 92 = 68 \text{ Ctr.}$$

als wirksam betrachten müssen; dies ist die Vertikalkraft für den Schnitt op oder, hiermit gleichbedeutend, die Zugspannung des Vertikalbleches in dem genannten Schnitt.

Was speciell noch die Spannungen XX anbetrifft, so bilden diese ein sogenanntes Kräftepaar, d. h. gleich grofse Kräfte, die in einer Ebene parallel und nach entgegengesetzter Richtung wirken. Es bilden diese Kräfte gewissermafsen einen Ausnahmefall, insofern ein horizontales Verschieben des Trägers offenbar nicht eintreten, andererseits aber auch kein Gleichgewicht stattfinden kann. Da nämlich die beiden Kräfte nicht auf einen Punkt, sondern auf ein System von Punkten wirken, so entsteht hieraus die Tendenz zur Drehung, d. h. ein Moment der Kräfte. Dasselbe ist für jeden beliebig gewählten Punkt in der Ebene stets constant, und zwar gleich dem Produkt aus der Gröfse einer Horizontalkraft und dem rechtwinkligen Abstande beider. Dieses Moment bildet, wie bereits früher erörtert, das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts.

Unter f die Querschnittsfläche einer Gurtung und unter t den Modul 700^k verstanden, ergiebt sich für jede der beiden Horizontalspannungen der Werth

$$X = f \cdot t,$$

und da der lothrechte Abstand derselben von einander gleich der Höhe h ist, so findet die allgemeine Relation statt

$$M = f \cdot t \cdot h.$$

Hieraus entsteht

$$1) \quad X = f \cdot t = \frac{M}{h}, \text{ und}$$

$$2) \quad f = \frac{M}{h \cdot t}.$$

Diese beiden Gleichungen werden benutzt, um unter gegebenen Belastungsverhältnissen für einen beliebigen Schnitt des Trägers die Gröfse der in den Gurtungen auftretenden Druck- resp. Zugkräfte, sowie die daraus hervorgehende Querschnittsfläche f derselben zu berechnen.

Für den Schnitt op ist nun das Moment der äufseren Kräfte

$$M = 160 \cdot 1{,}902 - 50 \cdot 1{,}446 - 40 \cdot 0{,}718 - 2 \cdot 0{,}951$$
$$= 201{,}40 \text{ Ctr.-Meter} = 1007000 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Es ergiebt sich daher an der gedachten Stelle eine Spannung in der Gurtung von

$$700 f = \frac{1007000}{65,8} \text{ Kilogr.},$$

und ein Querschnitt derselben von

$$f = \frac{1007000}{65,8 \cdot 700} = 21,8 \;\square\text{Centim.}$$

Hierzu wäre noch, wenigstens für die gezogene Gurtung, der Querschnitt der beiden vertikalen Nietlöcher hinzuzurechnen.

Um auch zu einem vertikalen Kräftepaar zu gelangen, vereinige man die vier abwärts gerichteten Kräfte zu einer Mittelkraft; dieselbe beträgt 160 Ctr., und es wäre noch ihr Angriffspunkt zu bestimmen. Bezeichnen wir den Abstand dieses Punktes vom linken Auflager mit y, so ist:

$$160\, y = 50 \cdot 0,456 + 40 \cdot 1,184 + 68 \cdot 1,902 + 2 \cdot 0,951 = 201,39,$$

daher

$$y = 1^{m}258.$$

Mithin ist das Moment dieses vertikalen Kräftepaares, oder das Moment der äufseren Kräfte

$$M = 160 \cdot 1,258 = 201,28 \text{ Ctr.-Meter} = 1006400 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

In dem, mit dem Angriffspunkte der 40 Ctr. zusammenfallenden Vertikalschnitt des Trägers würde ein Gurtungsquerschnitt von

$$50 \cdot \left(160 \cdot 118,4 - 50 \cdot 72,8 - \frac{2 \cdot 1,184}{1,902} \cdot \frac{118,4}{2}\right) \frac{1}{65,8 \cdot 700}$$
$$= 16,53 \;\square\text{Centim.}$$

erforderlich sein.

Die für die vertikale Blechwand nothwendige Stärke bestimmt sich aus der gröfsten Spannung, die dieselbe über den beiden Endauflagern, über dem linken Auflager mit 160 Ctr. = 8000^{k}, erleidet. Dies bedingt einen Querschnitt des Bleches von

$$\frac{8000}{700} = 11,43 \;\square\text{ Centim.},$$

und eine Stärke desselben von

$$\frac{11,43}{65,8} = 0,17 \text{ Centim.}$$

Berücksichtigen wir die durch Niete eintretende Schwächung, sowie den Umstand, dafs zu schwache Bleche der verderblichen Einwirkung des Rostes zu sehr unterliegen, so wird eine Blechstärke von mindestens 0,5 Centim. gerechtfertigt erscheinen.

Zweites Beispiel.

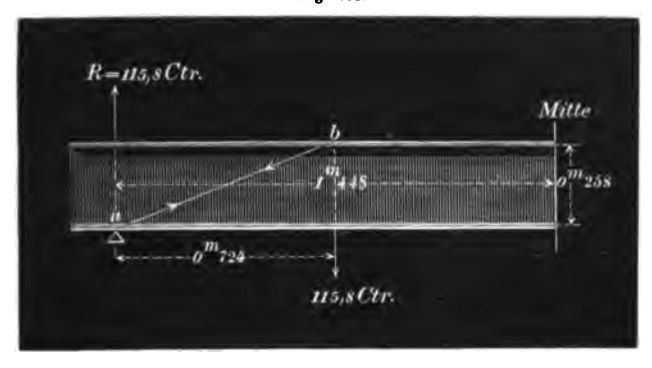
In der Praxis des Hochbaues dürfte sich wohl meistens eine gleichmäfsig vertheilte Belastung des Trägers voraussetzen lassen.

Derselbe liege, vergl. Fig. 315, zwischen den Mitten der Auflager gemessen, in einer Länge von $2^{m}896$ frei und werde, einschliefslich des constanten Eigen-

gewichts, mit 80 Ctr. pro lfd. Meter gleichmäfsig belastet. Es beträgt daher der Auflagerdruck

$$R = \frac{2,896 \,.\, 80}{2} = 115,8 \text{ Ctr.}$$

Fig. 315.



Denken wir einen Vertikalschnitt in der **Mitte** des Trägers, so liegen jetzt die **beiden** oben erwähnten Kräftepaare **bereits fertig** vor.

Es ist daher das Moment der äufseren Kräfte, oder das **Moment des vertikalen Paares**,

$$M = \frac{Q}{2} \cdot \frac{l}{4} = 115,8 \,.\, 0,724$$

$$= 83,839 \text{ Ctr.-Meter} = 419195 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Hieraus ergiebt sich die **Spannung** der Gurtung bei einer Höhe des Trägers von 0^m258, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen,

$$\frac{419195}{25,8} = 16247^k9,$$

und der **Querschnitt** derselben

$$\frac{16247,9}{700} = 23,21 \square \text{ Centim.}$$

Hinsichtlich der Stärke der Vertikalwand gilt unverändert dafselbe, was bereits oben bemerkt worden.

Aus den **beiden Kräftepaaren** läfst sich übrigens auch ein einziges Paar zusammensetzen, dessen Moment gleich Null werden mufs.

Man construire zu diesem Zweck in den Punkten *a* und *b*, beziehungsweise aus der einen vertikalen und der einen horizontalen Kraft, zwei Parallelogramme der Kräfte, deren Seitenkräfte, wie leicht ersichtlich, sich wie die Höhe des Trägers zu $\frac{1}{4}$ seiner Länge verhalten. Die Mittelkräfte *ab* fallen demnach zusammen, sie sind gleich grofs und entgegengesetzt gerichtet.

Wir benutzen die hier dargebotene Gelegenheit, um einen allgemeinen Ausdruck für die **Gröfse** der **Durchbiegung** eines genieteten Trägers zu erhalten. Es lassen sich zu diesem Zweck die auf Seite 74 aufgestellten Formeln zu Grunde legen.

Bei einer in der Mitte desselben aufruhenden Belastung P beträgt die Gröfse der Durchbiegung

$$\alpha = \frac{P \cdot l^3}{48\, W \cdot E}.$$

Hiernach würde es sich nur darum handeln, für W einen bestimmten Werth in jene Formel einzusetzen.

Es ist allgemein

$$W = \frac{h^2}{2} \cdot f,$$

unter h die Höhe des Trägers, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen, und unter f den Querschnitt einer Gurtung verstanden. Da ferner

$$\frac{Pl}{4} = f \cdot h \cdot t, \text{ und demnach auch}$$

$$\frac{Pl}{4\,h\,t} = \frac{2\,W}{h^2},$$

so ergiebt sich

$$W = \frac{P \cdot h \cdot l}{8\,t}.$$

Durch Substitution dieses Ausdrucks entsteht

$$\alpha = \frac{l^2\,t}{6\,h\,E}.$$

Setzt man nun das Verhältnifs

$$\frac{l}{h} = 10, \text{ so wird}$$

$$\alpha = \text{rot. } \frac{1}{1800}\, l.$$

Bei Hauptträgern von Eisenbahnbrücken liegt gewöhnlich die Bedingung vor, dafs ihre Durchbiegung etwa nur $\frac{1}{2500}$ ihrer Länge betragen soll.

Drittes Beispiel.

Wir wählen hierzu eine, namentlich in früherer Zeit bei Eisenbahnbrücken häufig vorkommende Construction.

In den Fig. 316 und 317, Grundrifs und Querdurchschnitt, bezeichnen aa die Hauptträger einer eingeleisigen Brücke, bb die in Entfernungen von 2m824 angeordneten Querträger, als Blechträger construirt, und cc die darüber fortgelegten Langhölzer, auf welchen die Eisenbahnschienen aufruhen.

Die Querträger, welche in einer Länge von 4m393 freiliegen, sind in dem Augenblick am stärksten belastet, wo die Treibräder der Locomotive sich gerade über ihnen befinden. Es wirken alsdann, bei einem Radstande von 2m824, in jedem der beiden Punkte m und n

a) aus dem Druck eines Treibrades . . . . 165 Ctr.
b) aus dem **halben** Druck eines jeden der beiden Laufräder 2 . 30 = 60 -
c) aus dem constanten Gewicht des Oberbaues der Druck eines 2^m824 langen Ganzholzes mit der darauf ruhenden Eisenbahnschiene, pro lfd. Meter $1\frac{3}{4}$ Ctr., oder im Ganzen rund . . . . 5 -

Summa 230 Ctr.

Dies ist der in **jedem** Lastpunkte auftretende Vertikaldruck.

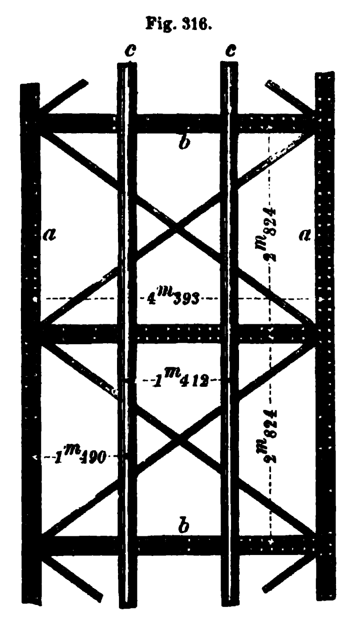


Fig. 316.

Es kommt ferner noch diejenige Belastung in Betracht, welche in der halben Länge des Querträgers **gleichmäfsig** vertheilt ist und die daher im Schwerpunkte dieser Trägerlänge als angreifend betrachtet werden kann. Diese Belastung besteht

a) aus dem **Bohlenbelag** der Brückenbahn, in einer Stärke von 10 Centim. gedacht, das Gewicht eines Kubikmeters Kiefernholz auf 16 Ctr. angenommen,

$$2{,}824 \,.\, 2{,}196 \,.\, 0{,}10 \,.\, 16 = 10 \quad \text{Ctr.}$$

b) aus dem **Eigenwicht** des **halben** Querträgers, pro lfd. Meter in maximo $24\,l$ Kilogr. betragend, unter l die ganze Länge verstanden,

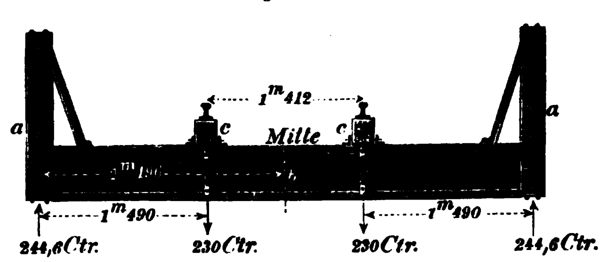
$$\frac{1}{2} \cdot \frac{24 \,.\, 4{,}393^2}{50} = 4{,}6 \; -$$

Summa 14,6 Ctr.

Es ist daher der Auflagerdruck

$$R = 230 + 14{,}6 = 244{,}6 \text{ Ctr.} = 12230^k.$$

Fig. 317.



Hieraus ergiebt sich als Maximalmoment für die **Mitte** des Trägers

$$M_{max.} = 244{,}6 \,.\, 2{,}196 - 230 \,.\, 0{,}706 - 14{,}6 \,.\, 1{,}098$$
$$= 358{,}73 \text{ Ctr.-Meter} = 1793650 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Dieses Moment bedingt bei einer Höhe des Trägers von 46,9 Centim. einen **Querschnitt** der Gurtung von

$$\frac{1793650}{700 \,.\, 46{,}9} = 54{,}63 \;\square\; \text{Centim.}$$

Dem entsprechend besteht die **obere** Gurtung, vergl. Fig. 318, aus

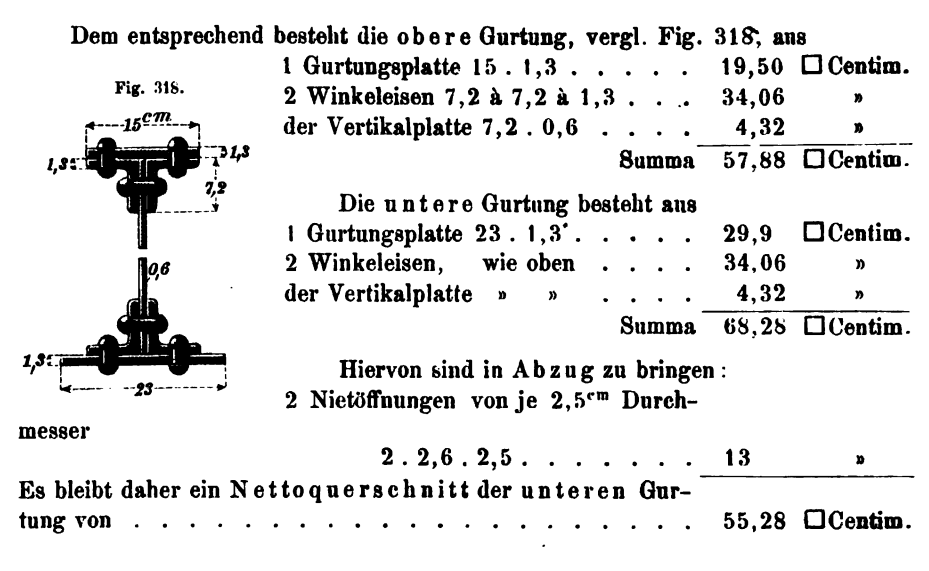


Fig. 318.

1 Gurtungsplatte 15 . 1,3	19,50	□Centim.
2 Winkeleisen 7,2 à 7,2 à 1,3 . . .	34,06	»
der Vertikalplatte 7,2 . 0,6	4,32	»
Summa	57,88	□Centim.

Die **untere** Gurtung besteht aus

1 Gurtungsplatte 23 . 1,3	29,9	□Centim.
2 Winkeleisen, wie oben	34,06	»
der Vertikalplatte » »	4,32	»
Summa	68,28	□Centim.

Hiervon sind in **Abzug** zu bringen: 2 Nietöffnungen von je 2,5cm Durchmesser

2 . 2,6 . 2,5	13	»

Es bleibt daher ein **Nettoquerschnitt** der **unteren** Gurtung von . . . . 55,28 □Centim.

Für das Vertikalblech genügt theoretisch eine Stärke von

$$\frac{12230}{46,9 \,.\, 700} = 0,37 \text{ Centim.}$$

Aus den bereits angeführten Gründen würde jedoch eine Stärke von 0,6 Centim. erforderlich sein. Es beträgt demnach die **Spannung** im Blech pro □cm des Querschnitts

$$\frac{12230}{46,9 \,.\, 0,6} = 435^{k}2.$$

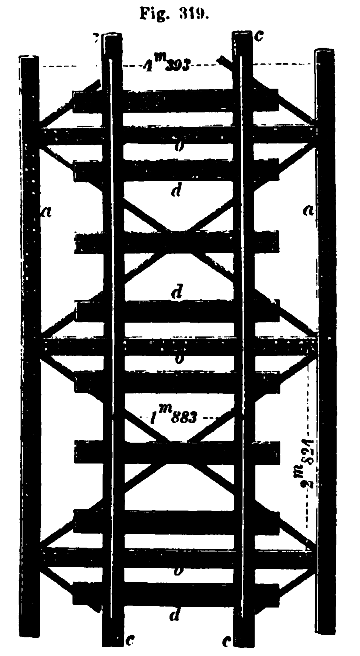


Fig. 319.

Viertes Beispiel.

Die vorhin erwähnte Construction soll, wie Fig. 319 im Grundrifs zeigt, in **der** Weise eine Abänderung erfahren, dafs die Querträger *bb* durch eiserne **Schwellenträger** *cc* untereinander verbunden werden, auf welchen die mit *dd* bezeichneten Lagerhölzer aufruhen. Mit Rücksicht auf die variable Belastung der Lokomotive erleidet der Schwellenträger bei der in Fig. 320 angegebenen Stellung der Räder die **gröfste** Inanspruchnahme, wonach der Querschnitt der Gurtungen zu ermitteln ist. Bei dem zu Grunde gelegten Radstande von 2m824 lastet auf jedem Treibrade ein Druck von ca. 165 Ctr. und auf jedem Laufrade ein Druck von 60 Ctr. Aufserdem soll aus dem Eigengewicht des Schwellenträgers, der Schwellen und des sonstigen Oberbaues pro Schwelle ein Druck von 5 Ctr. resultiren.

Hiernach beträgt der Auflagerdruck

$$R = \frac{1}{6}(35 + 3\,.\,170 + 5\,.\,35)\text{ Ctr.}$$

$$= 120\text{ Ctr.}$$

Es ist daher das *relative* Maximalmoment

$$M_{x = 1^m 411} = 120\,.\,1{,}412 - 35\,.\,0{,}941$$

$$= 129{,}39\text{ Ctr.-Meter} = 646950\text{ Kilogr.-Centim.}$$

Dieses Moment bedingt für die *Mitte* des Trägers einen Gurtungsquerschnitt von

$$\frac{646950}{42\,.\,700} = 22{,}0 \ \square\text{ Centim.}$$

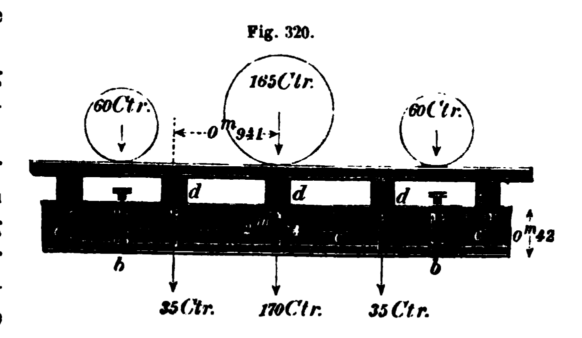
Für den im Angriffspunkte der 35 Ctr. liegenden Schnitt würde nur ein Gurtungsquerschnitt von

$$\frac{120\,.\,50\,.\,47{,}2}{42\,.\,700} = 9{,}63 \ \square\text{ Centim.}$$

erforderlich sein.

Hiernach sind nun, wie dies bereits oben geschehen, die Dimensionen der Gurtung in ihren Einzeltheilen festzustellen.

Fig. 320.



Behufs Ermittelung der *Stärke der vertikalen Blechwand* ist die Stellung der Treibräder *mitten über dem Querträger* mafsgebend. Mit Rücksicht auf diese veränderte Stellung der Locomotive wäre auch die Maximal-Inanspruchnahme der *Querträger* zu berechnen.

Es ist einleuchtend, dafs nach Mafsgabe des von der Trägermitte nach beiden Auflagerenden hin sich verringernden Biegungsmomentes auch der Querschnitt der Gurtung einer *stetigen Variation* für den Fall unterliegt, dafs die Höhe des Trägers in der ganzen Länge desselben unverändert bleibt. Wenn demnach, wie dies bei den Blechträgern fast immer geschieht, nicht allein ihre Höhe, sondern auch der Querschnitt der Gurtung durchweg einen constanten Werth beibehält, so hat dieses eine sehr beträchtliche Materialverschwendung zur Folge. Bei einer rationellen Construction bliebe vielmehr die Wahl, bei überall gleicher Höhe des Trägers den *Querschnitt* der *Gurtungen* nach beiden freien Auflagern hin *abnehmen* zu lassen, oder aber bei constantem Querschnitt dieser Gurtungen die *Höhe* des Trägers, dem Biegungsmomente entsprechend, zu *verringern*. Dieser letztere Fall führt auf *parabolische* Trägerformen.

Ermittelung des Eisenvolumens und des Gewichtes einfacher Blechträger.

Bei der Berechnung des Eisenvolumens und des daraus sich ergebenden Gewichtes einfacher Blechträger ist das Bruttovolumen, d. h. dasjenige Eisenvolumen in Betracht zu ziehen, welches bei der Construction des Trägers in allen seinen Einzeltheilen wirklich verwendet worden. Von diesem verschieden ist das theoretische Volumen; auf dem Wege der Rechnung gefunden, stellt dasselbe in allen Querschnitten des Trägers genau das Minimum dar. Je leichter und rationeller die Construction, desto gröfser ist die Annäherung zwischen dem einen und dem anderen Volumen.

Die in der Regel zwischen beiden hervortretende erhebliche Differenz hat in mannigfachen Umständen ihre Begründung:

Man denke einen an beiden Enden frei aufliegenden Blechträger von beliebiger Länge und entsprechender Höhe gleichmäfsig belastet. Wie bekannt, nimmt das Moment der äufseren Kräfte von der Mitte des Trägers nach beiden Enden hin nach einer Parabel ab, deren Achse mit der vertikalen Mittellinie des Trägers zusammenfällt. Mit Rücksicht hierauf wird auch der Querschnitt der beiden Gurtungen, die dem Biegungsmomente zu widerstehen haben, in allen Vertikalschnitten nach einer Parabelform zu bestimmen sein. Die Variation dieser Querschnitte läfst sich demnach auf graphische Weise, wie folgt, versinnlichen:

Nach der gegebenen Länge ab des Trägers, Fig. 321, nach seiner Höhe und

Fig. 321.

Belastung ermittele man den für die Mitte desselben erforderlichen gröfsten Querschnitt f der Gurtung, und zwar mittelst des Ausdrucks

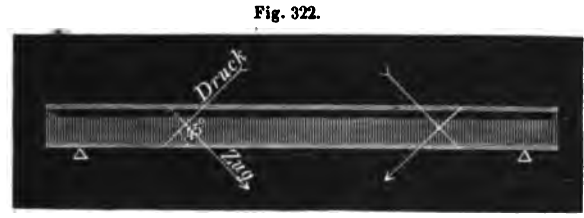
$$f = \frac{1}{8} \cdot \frac{ql^2}{700\,h};$$

diesen trage man, in einer beliebigen Quadrateinheit ausgedrückt, von c nach d und construire durch die 3 Punkte a, d und b einen Parabelzweig; alsdann giebt beispielsweise die Länge der Linie ef in Quadrateinheiten die Gröfse der Gurtung in demjenigen Querschnitt, der sich in der Entfernung x vom linken Stützpunkte befindet. Da nun die Parabelfläche adb nur $\frac{2}{3}$ von dem Inhalt des Rechtecks $abe'f'$ beträgt, so ist auch das theoretische Volumen der Gurtung nur $\frac{2}{3}$ von dem Brutto eines überall gleich grofsen Querschnitts.

Um ferner diejenige Strecke zu erhalten, bis zu der, dem variablen Gurtungsquerschnitt entsprechend, die Gurtungsplatten durchgreifen müssen, trage man auf cd die Querschnitte der Winkeleisen und die der einzelnen Platten auf und ziehe durch die dadurch gewonnenen Punkte g, h horizontale Linien bis an den Parabelzweig; in den Durchschnittspunkten schliefsen dann jene Platten zu beiden Seiten der vertikalen Mittellinie ab.

Ein nicht minder grofser Ueberflufs an Material tritt in dem Vertikalblech auf. Die hier vorhandenen unendlich vielen Druck- und Zugspannungen bilden mit der Horizontalen, wie dies Fig. 322 zeigt, einen Winkel von 45° und schneiden sich also überall unter einem rechten Winkel.

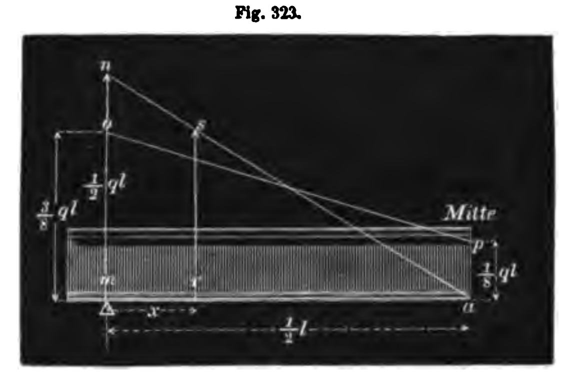
Fig. 322.



Die Intensitäten dieser Spannungen, die bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung des Trägers in der Mitte gleich Null sind, erreichen an beiden Enden einen, der Reaction der Auflagerpunkte gleich grofsen Maximalwerth. In einem beliebigen Vertikalschnitt ist aber die Summe der vertikalen Componenten der durchschnittenen Zug- und Druckkräfte der hier auftretenden Vertikalkraft gleich, d. h. eben so grofs, wie die Spannung der durchschnittenen Mittelwand. Auch in diesem Falle läfst sich die Zunahme der Spannungen auf graphische Weise versinnlichen:

Bezeichnet nämlich l die Länge des Trägers, q die pro laufende Längeneinheit gleichmäfsig vertheilte Belastung, so trage man in der Mitte m des freien Auflagers, vergl. Fig. 323, die Gröfse des Auflagerdruckes $R = \frac{1}{2} ql$ vertikal aufwärts nach n und verbinde diesen Punkt mit dem Punkte a, der in der unteren Gurtung des Trägers, und zwar in der Mitte desselben, liegt; alsdann giebt das in einer beliebigen Entfernung x errichtete Loth rs die Spannung des Vertikalbleches in diesem Schnitt.

Fig. 323.



Ein etwas anderes Verhältnifs in der Spannung dieser Mittelwand tritt im Falle einer ungleichmäfsigen Belastung des Trägers ein, insofern dieselbe jetzt auch in der Mitte des letzteren einen positiven Werth annimmt. Der ungünstigste Fall dürfte hierbei der sein, dafs der Träger nur in seiner halben Länge mit der Einheit q pro laufende Längeneinheit gleichmäfsig belastet werde. Dies vorausgesetzt, ergiebt sich — die linke Trägerhälfte als belastet angenommen — ein Auflagerdruck des linken Stützpunktes von $\frac{3}{8} ql$, und eine Spannung des Vertikalbleches in der Mitte des Trägers von $\frac{1}{8} ql$. Wenn man diese Werthe an der betreffenden Stelle in Fig. 323 aufträgt und die Punkte o und p durch eine gerade Linie verbindet, so ist auch für diesen Fall die Spannung des Vertikalbleches in jedem Schnitt durch eine lineare Function ausgedrückt.

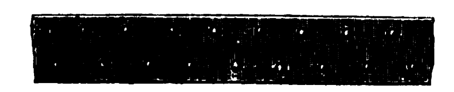
Wie nun auch die Belastung des Trägers vorausgesetzt werden möge, so erreicht doch die Spannung jenes Bleches unter allen Umständen an den Auflagerenden ein Maximum. Die für diese Stelle zu Grunde gelegte Rechnung bedingt aber, wie bereits oben nachgewiesen worden, gewöhnlich nur eine Blechstärke von 0,2 bis 0,3 Centim.; dieselbe würde sich bei einer gleichmäfsig vertheil-

ten Belastung, in linearer Folge allmählig abnehmend, für die Trägermitte rechnungsmäfsig bis auf Null reduciren. Hiermit steht es dann freilich in keinem geringen Mifsverhältnifs, wenn die Mittelwand eines Blechträgers — wie dies in der Regel geschieht — in ganzer Länge desselben eine Stärke von 0,6 bis 0,8 Centim. constant beibehält.

Diese soeben angeführten Gründe sind aber nicht als die einzigen zu betrachten, welche in der Gurtung sowohl, wie in der vertikalen Wand eine Vergröfserung des Bruttovolumens zur Folge haben; sehr wesentlich wirken in demselben Sinne auch die Vernietung, und die bei einem längeren Träger erforderlichen Stofsverbindungen mit.

Was zunächst die Vernietung anbetrifft, so ist hiermit — wenigstens in der gezogenen Gurtung — eine Schwächung des Querschnitts verbunden, in Folge deren die in der Gurtung befindlichen vertikalen Nietlöcher bei der Berechnung des Querschnitts berücksichtigt werden müssen; hierdurch ergiebt sich ein gröfserer Gurtungsquerschnitt, und zwar nicht allein in dem, durch die Nietöffnung gelegten Vertikalschnitt, sondern durchweg in der ganzen Länge des Trägers. Ueberdies wäre noch für die Nietköpfe ein Gewichtszusatz von 1 bis 2% extra hinzuzurechnen. Um diesen durch die Vernietung verursachten Mehraufwand an Material möglichst zu verringern, wird man im Allgemeinen schwache Niete in engerer Stellung den stärkeren Nieten in gröfserem Abstande vorzuziehen haben, wobei allerdings die Stärke der zu vernietenden Eisentheile gleichfalls in Betracht zu ziehen ist. Aus demselben Grunde dürfte sich auch die, in Fig. 324 dargestellte Vernietung der Gurtungsplatte empfehlen, weil hier der ungünstigste Vertikalschnitt stets nur eine Nietöffnung trifft.

Fig. 324.



Mit Rücksicht darauf, dafs auch die bei längeren Trägern unvermeidlichen Stofsverbindungen eine beträchtliche Vergröfserung des Eisenvolumens bedingen, werden sämmtliche Constructionstheile in möglichst grofsen Längen zu verwenden sein. Von wesentlichem Einflufs ist dabei die Art und Weise, wie der Stofs ausgeführt wird, und welche Länge die dabei erforderlichen Stofsplatten und Deckwinkel erhalten. Indem wir dabei auf das verweisen, was bereits oben hierüber bemerkt worden, wird auch hier der constructive Grundsatz festzuhalten sein, dafs der Widerstand des aufgebotenen Materials in möglichst vollständiger Weise ausgenutzt werde. Zu diesem Zweck suche man den Stofs der Gurtungen mehr in der Mitte des Trägers, den Stofs der Blechwand aber in der Nähe der Endauflager auszuführen, damit auf diese Weise an den relativ schwächsten Stellen des Trägers eine Verstärkung eintritt; dies gilt hauptsächlich von den in der Gurtung liegenden Stofsplatten, die gerade in der Mitte des Trägers von gröfserem Nutzen sind. Sollten daher Eckeisen und Bleche von verschiedener Länge zu Gebote stehen, so verwende man bei der Construction eines gröfseren Trägers die längeren Eckeisen und die kürzeren Bleche an den Enden desselben, und *vice versa* die kürzeren Stücke der einen und die längeren Stücke der anderen in der Mitte des Trägers. Diese allgemeinen Grundsätze — das Ergebnifs eines rationellen Constructionsprincips — werden schon aus ökonomischen Rücksichten nicht aufser Acht zu lassen sein. Es liegt hierzu eine um so gröfsere Veranlassung vor, als die Vermehrung des Eisenvolumens, welche aus der Vernietung und der daraus hervorgehenden gröfseren Querschnittsfläche der Gurtung entsteht, in

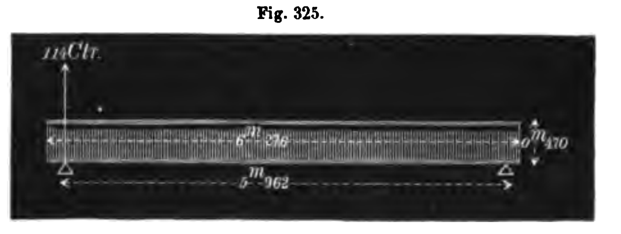
Verbindung mit dem durch die Stöfse bewirkten Zuwachs, schon bei den gewöhnlichen Blechträgern nahezu $\frac{1}{3}$ von dem theoretisch berechneten Materialquantum beträgt.

Das nachstehende Beispiel, welches des besseren Vergleiches wegen in doppelter Weise, nämlich im Duodecimal- und im Decimalsystem, durchgeführt werden soll, mag zur Erläuterung und weiteren Vervollständigung der vorangeschickten Bemerkungen dienen.

Zur Ueberspannung einer weiten, im Innern eines Gebäudes befindlichen Oeffnung sollen zwei Blechträger von je 20′ (6^m276) Länge und $1\frac{1}{2}$′ (0^m470) Höhe verwendet werden; die Träger dienen zur Unterstützung einer $1\frac{1}{2}$ Stein starken Mittelmauer, deren Gewicht, eines vorhandenen Entlastungsbogens wegen, nur in der Höhe einer Etage in Betracht kommt; aufserdem unterstützen sie noch die darüber fortgestreckten Balken der betreffenden Etage.

Ohne hierbei detaillirte Mafse zu Grunde zu legen, läfst sich im Allgemeinen annehmen, dafs in solchem Falle jeder Träger mindestens mit 12 Ctr. pro lfd. Fufs belastet werde. Die ganze, gleichmäfsig vorausgesetzte Belastung beträgt daher 12 . 19 = 228 Ctr. (11400^k), wenn die freitragende Länge des Trägers, vergl. Fig. 325, von Mitte zur Mitte der Auflager sich auf 19′ (5^m962) feststellt. Hiernach ergiebt sich die Spannung x einer Gurtung (für Fufse und Centner) in der Mitte des Trägers aus der Gleichung

Fig. 325.



$$114 \cdot \frac{19}{4} = \frac{3}{2}\, x,$$

$$x = 361 \text{ Ctr.}$$

Es ist also an dieser Stelle der theoretische Querschnitt derselben gleich 3,61 □Zoll, und das Volumen beider Gurtungen

2 . 20 . 12 . 3,61 . . . . 1732 Cubikzoll.

Zur Stärke der Vertikalwand genügt theoretisch der Ausdruck

$$\frac{1,14}{18} \text{ Zoll},$$

wofür indessen $\frac{1}{4}$ Zoll in Anwendung kommen soll.

Es ergiebt sich demnach als Volumen der Blechwand

20 . 12 . 18 . $\frac{1}{4}$ . . . . 1080 -

Summa 2812 Cubikzoll.

Das Bruttovolumen des Trägers stellt sich also auf

$$\frac{4}{3} \cdot 2812 = 3750 \text{ Cubikzoll.}$$

Um das Gewicht dieses Volumens zu ermitteln, läfst sich mit hinreichender Genauigkeit annehmen, dafs 10 Cubikzolle Schmiedeeisen $2\frac{1}{4}$ ℔. wiegen. Be-

zeichnet daher K das in Cubikzollen ausgedrückte Volumen, so ist das Gewicht G desselben

$$G = \frac{K}{1000} \cdot \frac{11}{4} \text{ Ctr.}$$

Diese Formel ist so einfach, dafs sich mit grofser Leichtigkeit nach ihr rechnen läfst. Wenden wir dieselbe zur Ermittelung des Gewichtes des obigen Bruttovolumens an, so stellt sich dasselbe auf

$$\frac{3750}{10} \cdot \frac{11}{4} = 1031 \text{ Ctr.}$$

Dies giebt pro lfd. Fufs ein Gewicht des Trägers von

$$\frac{1031}{20} = 51{,}5 \text{ Ctr.}$$

Bezeichnen wir die Länge des Blechträgers ganz allgemein mit l, worunter Fufse zu verstehen sind, so würde das Gewicht desselben pro lfd. Fufs annähernd durch den Ausdruck

$$\frac{51{,}5}{20}\, l = 2{,}57\, l \text{ Ctr.}$$

bestimmt sein.

Das Totalgewicht des Trägers, in Centnern ausgedrückt, ergiebt sich demnach überschläglich aus der Formel

$$\frac{1}{40} \cdot l^2.$$

Da der Centner eines einfachen Blechträgers durchschnittlich mit ca. 9 Thlr. bezahlt wird, so würden sich im vorliegenden Falle die Kosten desselben, incl. Anfuhr bis zur Baustelle, auf 90 Thlr. belaufen.

Sollte der einfache Blechträger, was heutzutage kaum mehr zu erwarten, als Hauptträger einer Eisenbahnbrücke in Anwendung kommen, so stellt sich das Gewicht desselben, in Anbetracht der vielfachen Stofsverbindungen und der in allen Lastpunkten nothwendigen Aufsteifungen, durchschnittlich auf

$$4{,}5 \text{ bis } 5\, l \text{ Ctr.}$$

pro lfd. Fufs. Das ganze Gewicht eines solchen Trägers, in Centnern ausgedrückt, beträgt daher näherungsweise

$$\frac{1}{20}\, l^2.$$

Dieses Gewicht ist der übrigen, gleichmäfsig vertheilten Belastung hinzuzufügen und hiernach eine Correctur des Gurtungsquerschnittes vorzunehmen.

Wir lassen nun die Reduction im Metermafs folgen. Indem wir daher die gegebenen Mafse und Belastungen durch Centimeter, resp. durch Kilogramme ausdrücken, dient zur Ermittelung der Spannung x die Momentengleichung:

$$\frac{5700^{k} \,.\, 596{,}2}{4} = 47{,}0 \,.\, x;$$

hieraus

$$x = 18076^{k}.$$

Es ist daher der theoretische Querschnitt der Gurtung

$$\frac{18076^k}{700} = 25,82 \,\square\text{Centim.},$$

und das Volumen beider

2 . 25,82 . 627,6 . . . . 32409 Cubikcentim.

Hierzu das Volumen der Blechwand, deren Stärke 0,65 Centim. betragen soll,

627,6 . 47 . 0,65 . . . . 19141 - -

Summa 51550 Cubikcentim.

Das Bruttovolumen beträgt daher

$$\frac{4}{3} . 51550 = 68734 \text{ Cubikcentim.}$$

Das Gewicht eines Cubikmeters Schmiedeeisen der besten Qualität beträgt aber ungefähr

$$7800^k.$$

Mithin ergiebt sich für das oben ermittelte Eisenvolumen ein Gewicht von

$$68734 . 0,0078^k = 536^k12,$$

und pro laufenden Meter

$$\frac{536^k12}{6,276} = 85^k42.$$

Bezeichnen wir die Länge des Blechträgers allgemein mit L (Metermafs), so würde das Gewicht desselben für den laufenden Meter durch den Ausdruck

$$\frac{85^k42}{6,276} L = 13,6 L \text{ Kilogr.}$$

bestimmt sein.

Das Totalgewicht des Trägers beträgt daher überschläglich

$$13,6 L^2 \text{ Kilogr.}$$
$$= 0,27 L^2 \text{ Ctr.}$$

Hiernach würden sich die Kosten eines einfachen Blechträgers, den Ctr. durchschnittlich mit 26 Mark berechnet, für das Metersystem aus der Formel

$$7 L^2 \text{ Mark}$$

ergeben.

Für Haupt- resp. Querträger einer Eisenbahnbrücke steigert sich das Gewicht der einfachen Blechträger pro lfd. Meter wegen der gröfseren Höhe, die sie in solchem Falle erhalten, wegen der Aufsteifungen u. s. w., bis zu dem Werthe von

$$24 L \text{ Kilogr.}$$

Das ganze Gewicht eines solchen Trägers ist demnach durch den Ausdruck gegeben

$$24 L^2 \text{ Kilogr.} = \text{rot. } 0,5 L^2 \text{ Ctr.}$$

Anwendung
der einfachen Blechträger zur Ueberspannung weiter Oeffnungen in Front- und Mittelmauern.

Von den einfachen Blechträgern wird man in der Praxis des Hochbaues im Allgemeinen dann Gebrauch machen müssen, wenn die gewalzten T-Eisen sich als unzureichend erweisen. Dieser Fall tritt unter gewöhnlichen Verhältnissen schon bei Schaufensteröffnungen ein, deren Spannweite mehr als $2^{m}0$ bis $2^{m}5$ beträgt; selbst bei dieser, im Ganzen noch mäfsigen Oeffnung würde die sichere Unterstützung der darüber befindlichen Belastung nur durch eine gröfsere Zahl der stärksten T-Eisenträger zu erreichen sein. Da indessen bei den neueren Schaufensteranlagen lichte Dimensionen von $3^{m}75$ bis $4^{m}25$ nicht mehr zu den Seltenheiten gehören, solche Breiten vielmehr als nothwendige Consequenz eines immer breiter auftretenden Luxus zu betrachten sind, so liegt hierin zugleich der Hinweis auf stärkere Constructionsmittel, welche im Allgemeinen durch die genieteten Träger gewonnen werden.

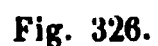
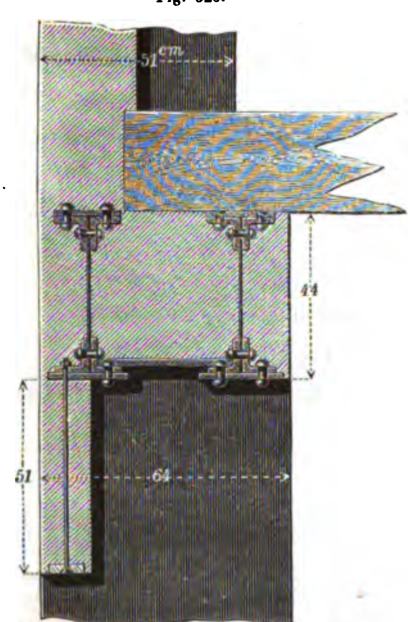
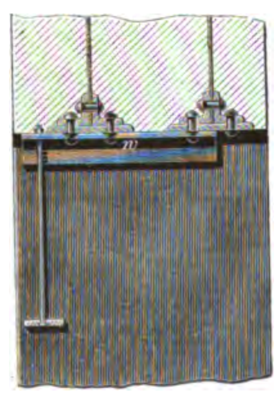


Fig. 326.



Das allgemeine Constructionsprincip, welches wir früher bereits kennen gelernt haben, bleibt hierbei, wie aus Fig. 326 ersichtlich, durchaus unverändert. Zwei Blechträger von etwa $0^{m}44$ Höhe überspannen eine Oeffnung von $3^{m}75$ bis $4^{m}25$ Weite und unterstützen mit Sicherheit die Frontmauer, sowie die Etagenbalken eines dreistöckigen Gebäudes. Der vordere, ½ Stein starke scheitrechte Bogen wird auch hier mittelst einer Flachschiene und mehrerer vertikal durchgreifender Hängebolzen an die untere Gurtung des einen Trägers angehängt. Sollte dabei das Kopfende dieser Bolzen nicht unmittelbar an die Gurtung befestigt werden können, so geschieht die Verbindung, wie aus Fig. 327 ersichtlich, mittelst eines Winkeleisens *w*, dessen horizontaler Schenkel mit der unteren Gurtung beider Träger zu vernieten ist. An den Enden, wo die letzteren in volles Mauerwerk eingreifen, lagern dieselben auf gufseisernen Auflagerplatten, die auf eine Fuge von dünn angerührtem Cement gelegt werden.

Fig. 327.

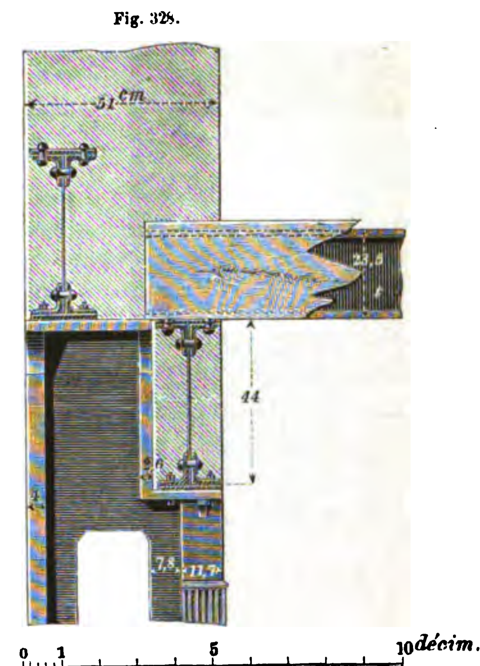


Auch sind hier die Niete der Gurtung mit versenkten Unterköpfen zu versehen, ebenso wie dieses in Bezug auf die Oberköpfe des inneren Trägers, und zwar an derjenigen Stelle geschehen mufs, wo die Etagenbalken ihr Auflager finden.

Wenn zum Vortheil der oberen Etage eine geringere Höhe des darunter be-

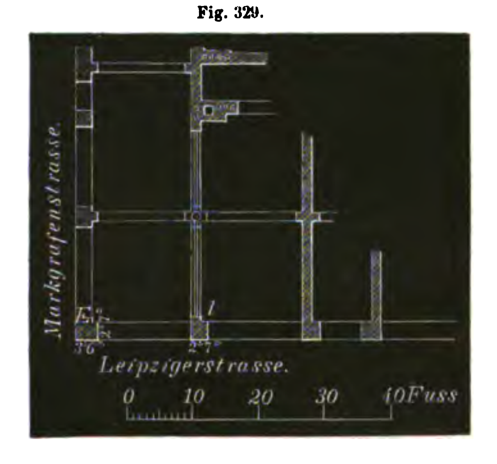
findlichen Geschäftslocals gewünscht wird, so verlegt man den inneren Blechträger niedriger und deckt die Jalousierolle, in Ermangelung des nothwendigen Platzes für einen scheitrechten Bogen, durch eine an der Aufsenfront hervortretende Holzverkleidung. Dieses Motiv liegt der Fig. 328 zu Grunde, wobei die beiden Träger, unter der Voraussetzung einer gröfseren freitragenden Länge, durch eine gufseiserne Wand unterstützt werden sollen. Die letztere erhält dann, um dem Balkenträger den nothwendigen Stützpunkt zu verschaffen, eine Aufsattelung von entsprechender Höhe. Auf den horizontalen Kopfplatten sind die Blechträger durch Schrauben zu befestigen. Zur Unterstützung einer etwa erforderlichen Scheidemauer dient der T-Träger *t*.

Fig. 328.



Bei dem neu restaurirten Spindler'schen Gebäude an der Ecke der Leipziger- und Markgrafenstrafse in Berlin, vergl. die allgemeine Grundrifsanordnung, Fig. 329, werden die Frontmauern der 4 über dem Erdgeschofs befindlichen Stockwerke ebenfalls von 2 Blechträgern getragen. Fig. 330 zeigt dieselben im vertikalen Durchschnitt nach der Linie *cd* der Fig. 331, während diese letztere einen Horizontalschnitt nach der Linie *ab* der ersteren Figur darstellt. Die beiden nebeneinander liegenden Einzelträger *ee* sind durch die, in Entfernungen von 1m04 sich wiederholenden vertikalen Wände *ff* zu einem Doppelträger verbunden. Die Befestigung dieser Querwände an die beiden Einzelträger erfolgte durch 4 an der Verbindungsstelle vertikal aufsteigende Winkel, deren Schenkel theils mit jenen Wänden, theils — und zwar mittelst Einlage einer schmiedeeisernen Platte — mit dem Vertikalblech der Träger vernietet wurden. In dem Eckpfeiler *E* des Gebäudes ruhen die letzteren auf der gufseisernen Platte *g*; ihre Befestigung erfolgte hier mittelst der, die Mittelwand gabelförmig umfassenden Schienen *hh*, die mit dem vertikalen Rande *i* der gufseisernen Platte verschraubt wurden. Die unverschiebbare Lage der letzteren ist durch die angegossenen Lappen *kk* gesichert. Am entgegengesetzten Ende, wo die Träger auf dem Mittel-

Fig. 329.



pfeiler *l* zusammentreffen, ist durch die Doppelschienen *m* der verlaschte Stofs in Anwendung gekommen. Eine Verbindung mittelst zweier Stofsplatten, wie sie Fig. 332 zeigt, würde jedoch ihrem Zweck besser entsprechen.

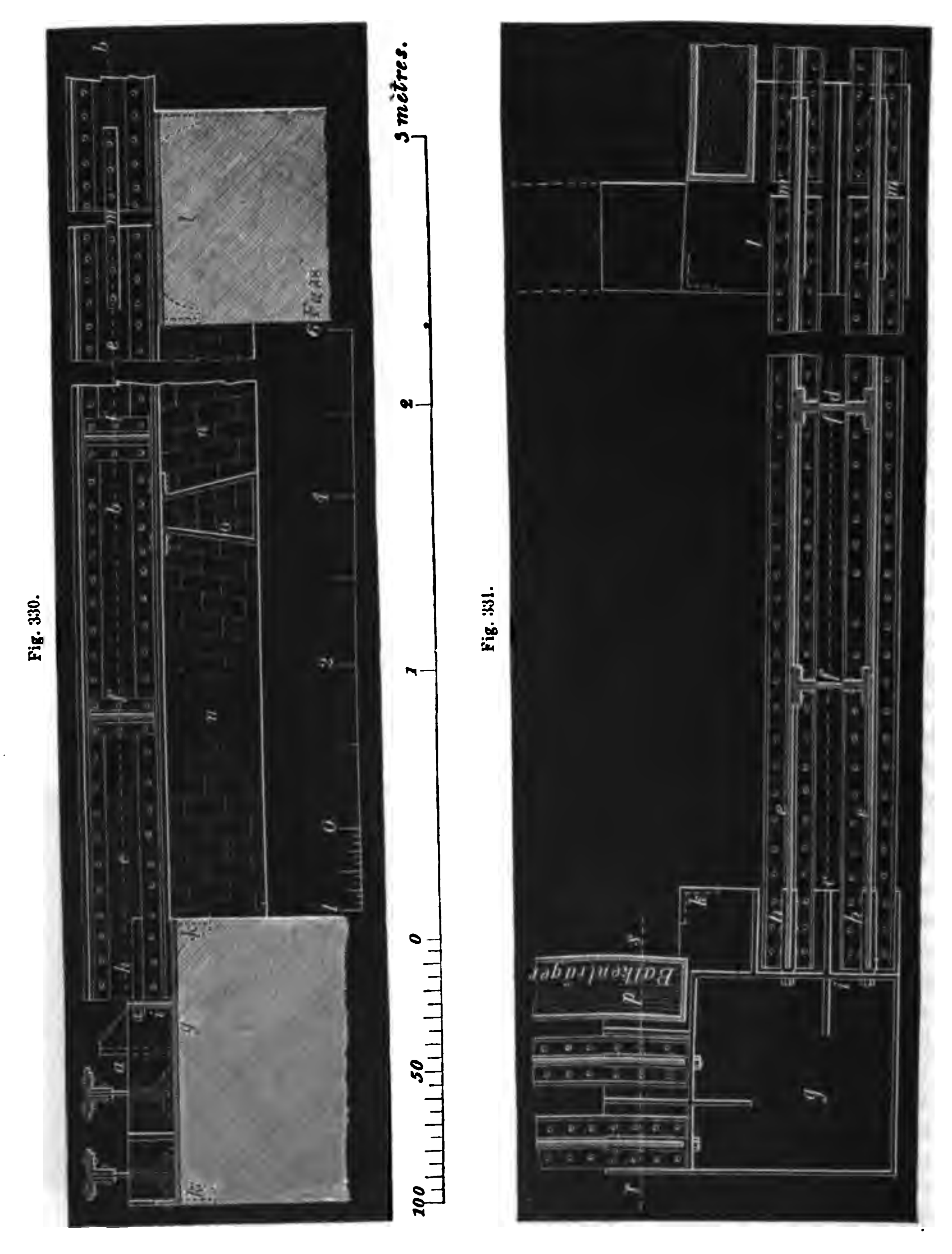


Fig. 330. Fig. 331.

Um für die scheitrechten Bogen *n n*, hinter denen der eiserne Fensterverschlufs liegt, ein Widerlager zu schaffen, sind an die untere Gurtung des vorderen Trägers die hohlen, schmiedeeisernen Blechstücke *o* angenietet und mit fest gebrannten Steinen ausgemauert.

Auf der Auflagerplatte g liegen hinter den Blechträgern die gufseisernen Träger p; dieselben haben nicht allein den Zweck, die, beim Umbau erhaltene, alte Balkendecke zu tragen, sondern sie sollen auch die Frontträger theilweise entlasten und vor Erschütterungen bewahren, die hier um so mehr zu befürchten sind, als auch das erste Stockwerk zu Geschäftsräumen benutzt wird.

Fig. 332.



Fig. 333 stellt einen Durchschnitt nach der Linie rs der Fig. 331 dar.

Was die Querschnittsverhältnisse der Blechträger anbetrifft, so wurden diese mit Rücksicht auf die verschiedenen Weiten der Schaufensteröffnungen nicht übereinstimmend angenommen. Die längsten, bis zu Weiten von 5^m (von Mitte zu Mitte der Auflager) frei verlegten Träger erhielten die aus Fig. 334 ersichtlichen Dimensionen, während die bis zu 4^m frei liegenden Träger mit dem etwas schwächeren Querschnitt, wie ihn Fig. 335 zeigt, zur Anwendung kamen.

Fig. 333.

Die Entfernung der 2 Centim. starken Niete beträgt durchschnittlich 18 bis 20 Centim. In der Länge des Endauflagers sind dieselben, um auf der gufseisernen Auflagerplatte eine vollständige Berührung zu erzielen, mit versenkten Unterköpfen versehen.

Ein Doppelträger mit den stärkeren Dimensionen der Fig. 334 wog, incl. der Verbindungsstücke, pro laufenden Meter 216 Kilogr., und ein solcher nach Fig. 335 pro laufenden Meter 190 Kilogr.

Dieses Eigengewicht mufs übrigens als ein sehr starkes bezeichnet werden. Denn nach der oben hierfür aufgestellten Formel

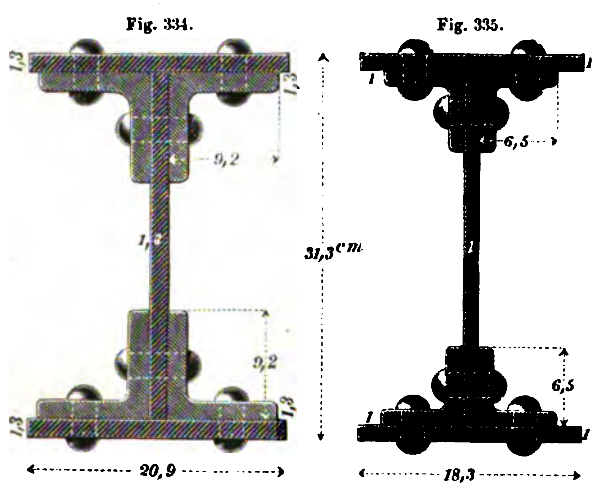
$$13,6\ L \text{ Kilogr.}$$

würde sich, excl. des durch die Querverbindung entstehenden Zuwachses, für die beiden stärkeren Einzelträger pro lfd. Meter nur ein Gewicht von

$$2 \,.\, 13,6 \,.\, 5 = 136^k$$

ergeben. Das erhebliche Mehrgewicht der Träger findet ohne Zweifel theils in der grofsen Schenkellänge der Winkeleisen, theils in dem ungewöhnlich starken Vertikalblech seine Erklärung.

Fig. 334. Fig. 335.



Der Ctr. kostete mit Verlegung, Anfuhr u. s. w. 30 Mark.

Fig. 336 zeigt im Grundrifs einen Fall, wobei ein in der unteren Etage befindlicher gröfserer Raum, der etwa zum Geschäftslocal dient, im oberen Geschofs durch zwei, sich rechtwinklig schneidende massive Mauern in vier Zimmer getheilt werden soll. Die ganze Länge des Raumes betrage 8m15, die Tiefe desselben 5m64. Um die Aufstellung von eisernen Säulen zu vermeiden, wird die 1½ Stein starke Mittelmauer, vergl. den Querdurchschnitt Fig. 337, durch die beiden Blechträger *aa* unterstützt, während die ½ Stein starke Scheidemauer auf den T-Eisen *bb* aufruhen soll.

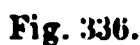
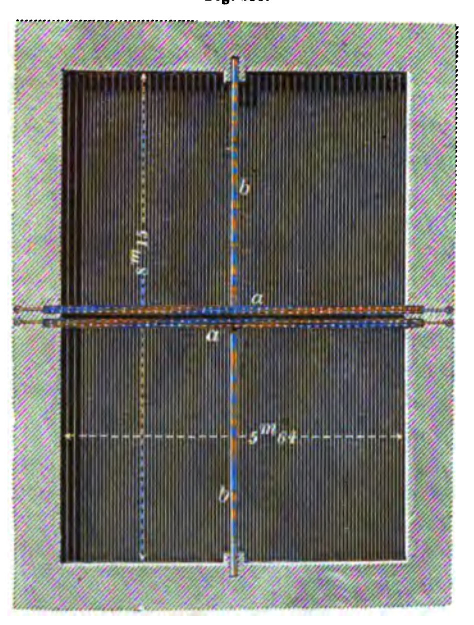


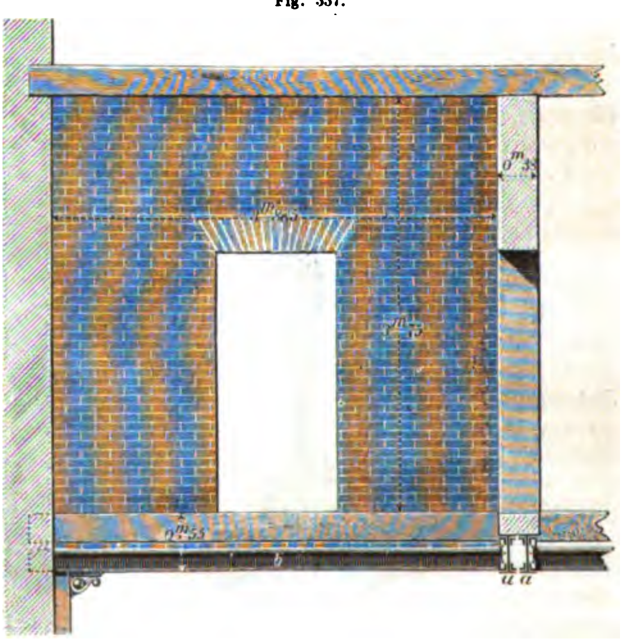
Fig. 336.



Die aus den Balken der oberen Etage hervorgehende Belastung ist, ebenso wie die der etwa höher hinaufgeführten Mittelmauer, durch einen Entlastungsbogen für die Blechträger unwirksam zu machen.

Die beiden Blechträger tragen im Ganzen:

Fig. 337.



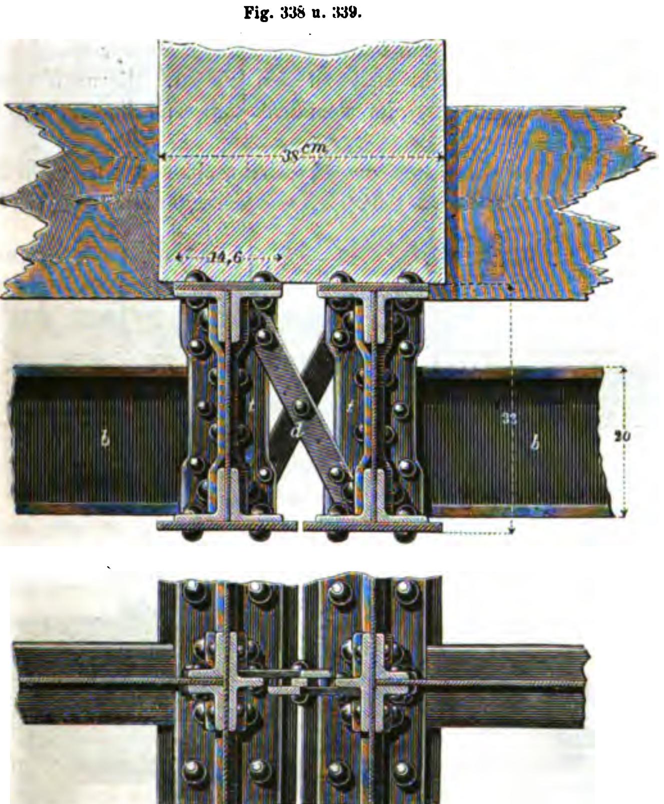
1) ihr Eigengewicht, 2) das Gewicht der 1½ Stein starken Mittelmauer, von der wir, wie bereits bemerkt, voraussetzen, dafs sie nur in der Höhe einer Etage

vorhanden ist. 3) $\frac{1}{8}$ von der Belastung der über die obere Gurtung ungestofsen fortgreifenden Etagenbalken. 4) Das Gewicht einer Scheidemauer von 4^{m}07 Länge und $\frac{1}{2}$ Stein Stärke. Die unter 1 bis 3 aufgeführten Belastungen sind als gleichmäfsig vertheilt zu betrachten, vorausgesetzt, dafs die Mittelmauer nicht durch seitlich angeordnete Thür- oder Gurtbogenöffnungen durchbrochen ist. Dagegen tritt der unter 4) aufgeführte Druck der Scheidemauer als eine Einzelkraft auf, die in der Mitte des Blechträgers ihren Angriffspunkt hat.

Dieser Inanspruchnahme würden nach überschläglicher Berechnung 2 Blechträger genügen, deren Höhe 0^{m}33 beträgt, während deren obere Gurtungsplatte eine Breite von 0^{m}146 erhält; die Schenkellänge der Winkeleisen ist dabei auf 0^{m}07 angenommen. Für die T-Eisen wäre im vorliegenden Falle eine Höhe von 0^{m}20 ausreichend, bei einer Flanschenbreite von 0^{m}10. Sollte die Scheidemauer aber 2 Etagen hoch durchgreifen, so würden die T-Eisen eine Höhe von ca. 0^{m}30 erhalten müssen.

Die Verbindung der letzteren mit den Blechträgern ist in den Fig. 338, 339 und

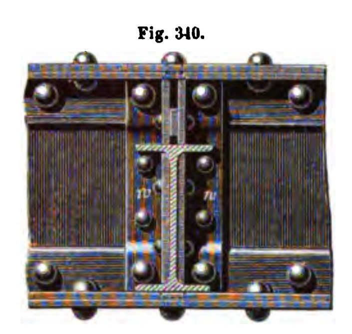
Fig. 338 u. 339.



340 dargestellt. Es dienen zu diesem Zweck die Winkel *ww*, welche bis zur oberen Trägergurtung durchgreifen und sowohl mit dem Steg der T-Eisen, wie mit der Blechwand vernietet werden; um dies zu ermöglichen, sind die Flanschen in der Länge des abstehenden Schenkels der Winkeleisen fortzunehmen. Die Aussteifung der Blechträger erfolgt theilweise durch die T-Eisen selbst; aufserdem schliefsen

sich, hauptsächlich in der Absicht, um die gedrückten Gurtungen gegen seitliche Durchbiegung zu sichern, an die inneren Flächen der Blechwände die Aufsteifungseisen *tt* an, mit welchen sich die beiden Diagonalbänder *dd* verbinden; dieselben werden durch ein, im Kreuzpunkte eingelegtes schmiedeeisernes Futterstück steifer und widerstandsfähiger. Die bei dieser Verbindung in die Gurtungen eingezogenen Niete erhalten einen etwas gröfseren Schaftdurchmesser, als diejenigen, welche zur Verbindung der Aufsteifungen mit der vertikalen Blechwand dienen. An denjenigen Stellen, wo die Etagenbalken auf der Trägergurtung lagern, sind die Niete mit versenkten Oberköpfen zu versehen.

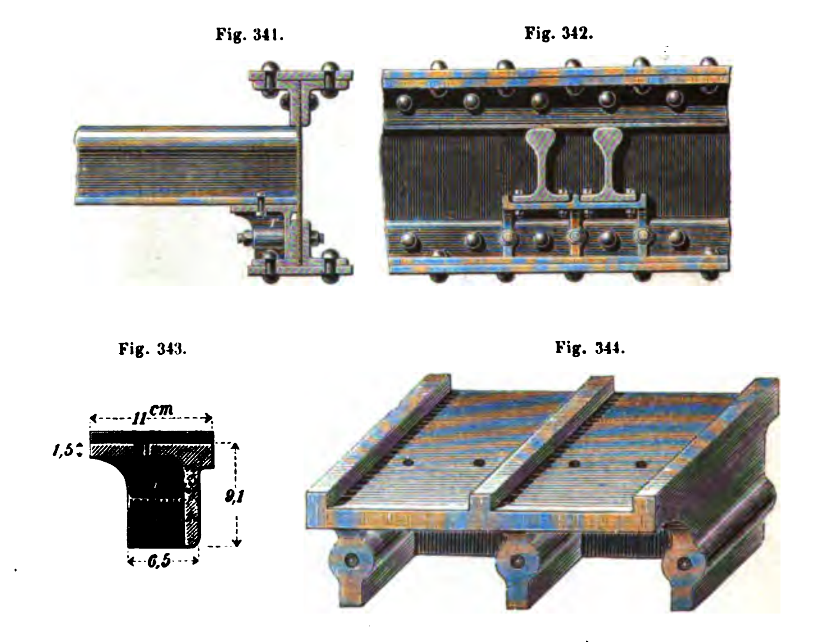
Fig. 340.



Sollte die Scheidemauer in einer Stärke von 1 Stein aufgeführt werden, so könnten mit Rücksicht auf gröfsere Kostenersparung statt der in diesem Falle doppelt zu verlegenden T-Eisen auch je 2 Eisenbahnschienen in Anwendung kommen; doch würde die freitragende Länge derselben, selbst bei dem stärksten Querprofil, die äufserste Grenze von $2^{m}75$ bis 3^{m} nicht überschreiten dürfen. Hiernach verringert sich dann auch die Länge des oben im Grundrifs dargestellten Raumes auf 6^{m} bis höchstens $6^{m}50$.

An den Blechträgern erhalten die Eisenbahnschienen ein vortheilhaftes Auflager auf einem gufseisernen Schuh, wie derselbe in den Figuren 341, 342,

Fig. 341. Fig. 342. Fig. 343. Fig. 344.



343 und 344 dargestellt worden. Im Querschnitt zeigt dieser Schuh die Form eines Winkels, dessen hintere vertikale Wand mit einer Umkröpfung versehen wird, um dadurch einen vollständigen Anschlufs derselben an die Mittelwand und gleichzeitig an die untere Gurtung des Trägers zu erzielen. Die Befestigung der

Schuhe erfolgt durch 3 Bolzen, die durch die Unterstützungsrippen *rr* hindurchgreifen. Kleine, an die Auflagerplatte angegossene Ränder sichern die Eisenbahnschienen gegen seitliches Verschieben.

In welcher Weise die Verbindung zweier rechtwinklig zusammenstofsender Blechträger erfolgt, geht aus Fig. 345 deutlich hervor. Es ist dabei

Fig. 345.

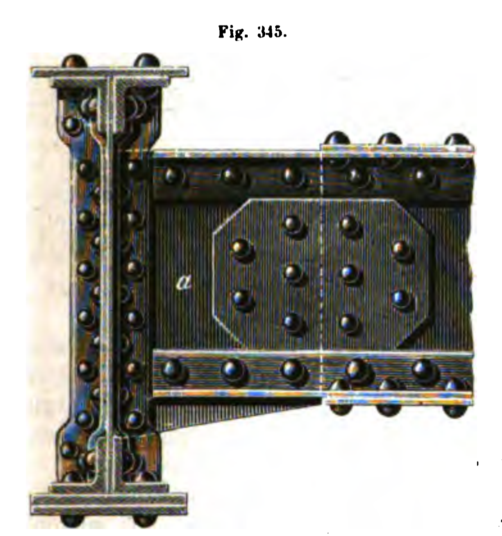
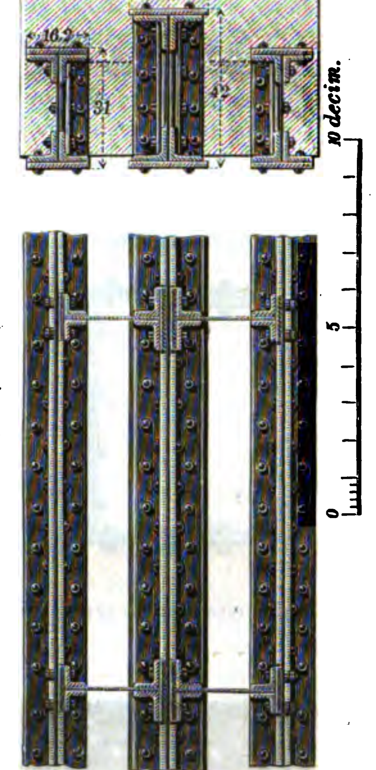


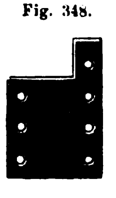
Fig. 346 u. 347.



angenommen, dafs der eine derselben, als Hauptträger, gröfsere Querschnittsdimensionen erhält. Der Anschlufs des schwächeren Trägers wird dabei — an einer beliebigen Stelle — mittelst der Einlageplatte *a* bewirkt, die einerseits mit den aus doppelten Winkeln bestehenden vertikalen Aufsteifungen, andererseits mit den beiden Stofsplatten zu vernieten ist; die letzteren decken den zwischen beiden Vertikalblechen entstehenden mittleren Theil der Fuge, während diese Deckung oben und unten durch die darüber fortgreifenden Winkeleisen geschieht.

Noch einige andere, hierher gehörige Verbindungen sollen weiter unten im dritten Kapitel, welches von der Construction der Decken handelt, zur Darstellung kommen.

Fig. 348.



Wenn zur Unterstützung einer sehr starken Mauer die Anordnung von drei Blechbalken erforderlich wird, so ist es zweckmäfsig, den am stärksten belasteten mittelsten Balken, wie dies aus Fig. 346 ersichtlich, etwas höher anzunehmen, als die übrigen. Zur Verbindung der 3 Träger unter einander dienen Querwände, vergl. auch den Grundrifs, Fig. 347, die in Entfernungen von ca. $0^{m}75$ aufgestellt und mit den Mittelwänden der Träger durch vertikal aufsteigende Winkel befestigt werden. Um einen Anschlufs dieser Wände auch an dem Vertikalblech des mittleren Trägers, und zwar in der ganzen Höhe desselben zu erzielen, sind sie mit einem

rechteckigen Ausschnitt zu versehen, wie dies Fig. 348 darstellt. Die äufsere Ansicht der beiden kleineren Träger läfst sich durch einen scheitrechten Bogen maskiren.

b) Die hohlen Blechträger, Kastenträger.

Dieselben unterscheiden sich von den **einfachen** Blechträgern nur dadurch, dafs sie **doppelte** vertikale Wände erhalten, die, in bestimmter Entfernung von einander aufgestellt, im Innern des Trägers hohle, kastenförmige Räume bilden; nach diesen werden sie daher auch **Kastenträger** genannt.

In dem, in Fig. 349 dargestellten Querdurchschnitt bezeichnen *a a* die beiden vertikalen Wände, *c c* die Winkeleisen, die in Verbindung mit den Gurtungsplatten *b b* die beiden Gurtungen bilden, und *d* die in den letzteren liegenden Stofsplatten; dieselben kommen, ebenso wie die in den Mittelwänden angedeuteten Stofsbleche, nur bei gröfseren Trägerlängen vor; bei Trägern von $3^{m}50$ bis $4^{m}50$ Länge werden weder die Bleche noch die Gurtungs-Eckeisen gestofsen.

Fig. 349.

Fig. 350 zeigt die Seitenansicht des Trägers; hierin sowohl, wie in der Aufsicht auf denselben tritt, verglichen zum einfachen Blechträger, kein wesentlicher Unterschied hervor.

Die Zusammensetzung desselben erfolgt in der Weise, dafs man mit jedem der beiden Vertikalbleche, und zwar bündig mit ihrer oberen und unteren Saumkante, die Gurtungseisen vernietet, wie dies in Fig. 351 angegeben. Alsdann werden die fertig garnirten Wände so nahe an einander gerückt, wie dies die Breite des Trägers bedingt, die Gurtungsplatten auf- resp. untergelegt

Fig. 350.

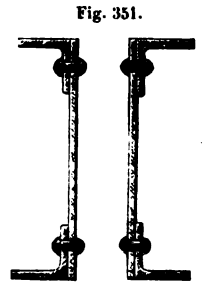


und mit den horizontalen Schenkeln der Eckeisen vernietet.

Was die **Stärken** der einzelnen Verbandstücke, sowie die gewöhnlichsten Längendimensionen derselben anbetrifft, so gilt hierüber ganz dasselbe, was bereits

bei den einfachen Blechträgern bemerkt worden. Vertikalbleche von 0,6 Centim. Stärke und Gurtungsplatten von 1 bis 1,3 Centim. Stärke sind für diejenigen Kastenträger, welche im Hochbau in Anwendung kommen, als die üblichsten zu betrachten. Die Länge der Eckeisen-Schenkel beträgt durchschnittlich 6,5 bis 7,5 Centim., die Stärke derselben 1 bis 1,3 Centim.

Fig. 351.



Die Breite des Trägers, d. h. der horizontale Abstand der beiden Mittelwände von einander, kann etwa auf $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$, die Breite der Gurtungsplatten dagegen auf $\frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{4}$ der ganzen Trägerhöhe angenommen werden.

Die Höhe des Kastenträgers ist, ähnlich wie bei dem einfachen Blechbalken, von der freien Länge desselben abhängig. Bezeichnen wir die Höhe und die Länge des Trägers beziehungsweise mit h und mit l, so beträgt durchschnittlich

$$h = \frac{1}{12} \text{ bis } \frac{1}{15}\, l.$$

Wird der Träger dagegen als Hauptträger für Eisenbahnbrücken verwendet, so ist:

bei Spannweiten bis 30^{m}0	$h = \frac{1}{10}\, l,$
- - von 30 bis 50^{m}0	$h = \frac{1}{13}\, l,$
- - über 50^{m}0	$h = \frac{1}{15}\, l.$

Bei den Tunnel- oder Röhrenbrücken, die direct vom Eisenbahnzuge befahren werden, beträgt *in medio*

$$h = \frac{1}{14}\, l.$$

Da die Tragfähigkeit eines genieteten Trägers hauptsächlich von seiner Höhe und der Gröfse der Gurtungsquerschnitte abhängt, so ist ersichtlich, dafs der kastenförmige Träger, dem einfachen Blechbalken gegenüber, keine wesentlichen Vorzüge darbietet, wenn in beiden Fällen hinsichtlich jener Dimensionen gleiche Voraussetzungen zu Grunde liegen. Um hierüber klar zu werden, denke man die beiden, in Fig. 352 rechts liegenden Gurtungs-Eckeisen aa den anderen, links befindlichen so genähert, dafs sie die punktirt gezeichnete Lage $a'a'$ annehmen. Durch diese Translocation der Eckeisen erleidet selbstverständlich das Trägheitsmoment des Balkenquerschnitts keine Aenderung; es wird sich dieses daher ganz nach derselben Formel ausdrücken lassen, die, unter Vernachlässigung der Mittelwände, bereits oben für den Querschnitt des einfachen Blechträgers gefunden

Fig. 352.



worden. Eine kleine Aenderung tritt hierin — zum Vortheil für den kastenförmigen Querschnitt — nur insofern hervor, als der Ausdruck

$$\frac{1}{12} b (h^3 - h'^3)$$

wegen des gröfseren Werthes von b ein gröfserer wird. Hiervon abgesehen, übertrifft aber dennoch die Tragfähigkeit eines kastenförmigen Balkens die eines einfachen Blechträgers, unter sonst gleichen Verhältnissen, schon aus dem Grunde, weil die Seitensteifigkeit des ersteren nicht unerheblich gröfser, als die des anderen ist. Es liegt daher die eigentliche Bruchbelastung bei einem kastenförmigen Träger dem durch Rechnung gefundenen Werthe in der Regel näher, als bei dem einfachen Blechbalken; dies gilt besonders in dem Falle, dafs es gelingt, die relativ schwächste Stelle des ersteren, die obere Gurtung nämlich, möglichst steif und widerstandsfähig herzustellen.

Fig. 353.

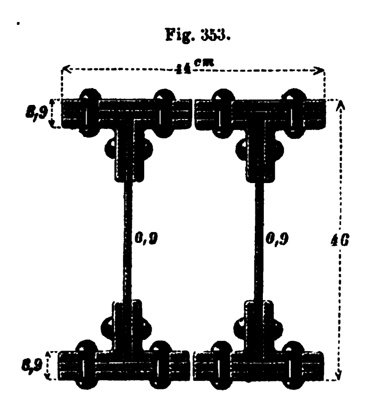


Fig. 354.



Für das Widerstandsmoment solcher Kastenträger, die bei einem bedeutenden Querschnittsverhältnifs in ihrem Innern zugänglich sind, ist es von grofser Wichtigkeit, die Zahl der Gurtungs-Eckeisen dadurch zu verdoppeln, dafs man, korrespondirend ihrer Anordnung im Aeufsern des Trägers je 4 derselben auch im Innern mit den Mittelwänden und den Gurtungsplatten vernietet. Wenn sich indessen mit Rücksicht auf die Unmöglichkeit einer auszuführenden Vernietung die inneren Winkeleisen nicht befestigen lassen, so könnte unbedingt auch ein solcher Träger Verwendung finden, bei welchem die Blechwände und die Winkeleisen beiderseitig durch gewalzte E-Eisen ersetzt werden, auf deren Flanschen die Gurtungsplatten aufzunieten sind. Anderenfalls würde man bei ungünstiger Belastungsart zwei einfache und stumpf zusammenstofsende Blechträger einem Kastenträger von gleicher Breite und Höhe vorzuziehen haben. Solche, den hohlen Träger ersetzende, gekuppelte Blechbalken finden sich beispielsweise bei dem Neubau der grofsen Oper in Paris; in Fig. 353 sind die Querschnittsdimensionen derselben angegeben.

Die von Hodgkinson angestellten Versuche hinsichtlich der Tragfähigkeit hohler Blechträger haben aufser allen Zweifel gesetzt, dafs die schwächste Stelle derselben in der oberen Gurtungsplatte liegt, insofern diese bei gröfserer Belastung zuerst zusammen gedrückt wurde, und in Folge dessen das Zerbrechen des Trägers herbeiführte. Mit Rücksicht hierauf ist daher unter Umständen eine

Verdoppelung, selbst eine Verdreifachung dieser Platten geboten. Aus demselben Grunde schlug der vor einigen Jahren verstorbene englische Ingenieur R. Stephenson vor, die Form des kastenförmigen Trägers einer Aenderung zu unterwerfen, und zwar in dem Sinne, dafs die obere Gurtung nicht einer Druck-, sondern einer Zugspannung zu genügen habe. Diesen Zweck glaubte er mit der in Fig. 354 dargestellten Form zu erreichen, wobei er den beiden Auflagerenden *aa* des Trägers noch 2 Verlängerungsstücke, gleich lang der halben Spannweite *ab*, in der Absicht hinzufügte, auf diese Weise ein Aequivalent gegen die Hauptbelastung in der Mitte zu erhalten. Der in einer Länge von 18′ engl. frei verlegte Balken nähert sich daher in seinen Auflagerpunkten *aa* den Eigenschaften eines an beiden Enden fest eingespannten Trägers.

Die Dimensionen des Trägers, in englischem Mafs ausgedrückt, ergeben sich aus folgenden Daten*):

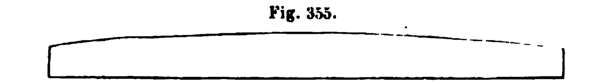
Die Länge desselben betrug . .	37′	8″
- freie Spannweite	18′	
- Höhe in der Mitte	—	13,25″
- - über den Stützpunkten	—	17,25″
- Breite des Trägers	—	7,5″
- Stärke einer jeden Gurtungsplatte	—	0,1425″
- Stärke der vertikalen Wände	—	0,1127″

Der Träger wog 640 ℔., wovon die Hälfte auf die freie Spannweite von 18′ fällt. Aus den angestellten Versuchen ergab sich nun folgendes Resultat:

Bei einer auf die Mitte des Trägers aufgelegten Belastung von 10880 ℔. wurde die obere Platte 1′ 6″ von der Mitte zusammengedrückt; es betrug demnach die Bruchbelastung, incl. halbes Eigengewicht der freien Länge, 11040 ℔. Auch nach vollendeter Reparatur des Trägers, wobei die obere Deckplatte eine doppelte Stärke erhielt, erfolgte der Bruch wieder dadurch, dafs dieselbe zerdrückt wurde, und zwar bei einer Belastung von 13680 ℔.

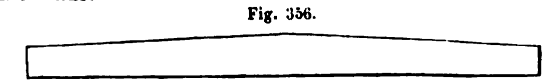
Diese Versuche, verglichen mit den Resultaten, welche belastete hohle Blechträger mit parallelen Gurtungen ergaben, stellten klar heraus, dafs die vorgenommenen Aenderungen keine Verbesserungen waren, ungeachtet man über den Punkten *aa* Spannungen beobachtete, die ohne Zweifel den Schlufs rechtfertigen, dafs die überstehenden Enden ihren Zweck erfüllten und als Gegengewichte wirksam waren. Im Gegensatz zu der concaven Gurtung liefse sich vielmehr eine solche von convexer Form empfehlen, wie dies aus Fig. 355 zu ersehen; oder man ver-

Fig. 355.



gröfsert die Höhe des Trägers allmählig in der Weise, dafs die Kanten jener Gurtung von den Enden nach der Mitte hin eine geradlinige, sanft ansteigende Richtung verfolgen. In dieser Form, vergl. Fig. 356, treten die Kastenträger bei allen Röhrenbrücken auf.

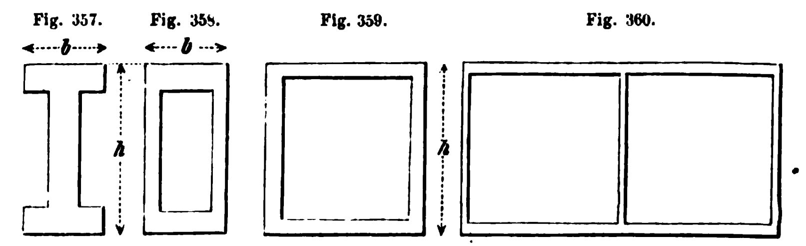
Fig. 356.



*) Vergl. William Fairbairn: Die eisernen Träger und ihre Anwendung beim Hoch- und Brückenbau, Seite 59.

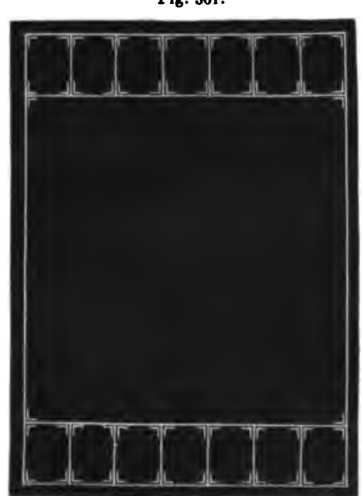
Eine sehr wesentliche Verstärkung erhalten die hohlen Blechträger durch eine zellenförmige Construction der Decke und des Bodens.

Man denke etwa einen gufseisernen Träger mit dem vollen, in Fig. 357 dargestellten Querschnitt. Wenn man den Steg in der Mitte vertikal durchschneidet und beide Hälften desselben nach rechts und links hin so verschiebt, dafs dadurch der hohle Querschnitt, Fig. 358, mit denselben Dimensionen *b* und *h* entsteht, so wird das Trägheitsmoment beider Querschnittsformen unverändert dasselbe bleiben. Anders stellt sich jedoch das Verhältnifs, wenn die Breite *b* des Trägers,



unter stets gleich bleibender Höhe *h* desselben, einer Variation unterliegt. In solchem Falle, vergl. Fig. 359, wird sich das Widerstandsmoment des Querschnitts theoretisch in dem Mafse vergröfsern, als die Breite zunimmt, und zwar aus dem Grunde, weil hiermit, bei constantem Flächeninhalt der Decke und des Bodens, eine gröfsere Anhäufung von Querschnittselementen in weiterer Entfernung von der neutralen Achse verbunden ist. Denken wir daher den vertikalen Steg in drei Theile gespalten und diese so gegen einander verschoben, dafs dadurch die Querschnittsform der Fig. 360 mit zwei Zellen entsteht, so würde dieses ein noch mehr vergröfsertes Widerstandsmoment des Trägers zur Folge haben. Die weitere Consequenz dieser Betrachtung führt ohne Zweifel zu dem Resultat, dafs die Tragfähigkeit eines Trägers mit zellenförmigem Querschnitt im Allgemeinen mit der Zahl dieser Zellen zunimmt, wobei allerdings die Stärke der Querwände auf die Seitensteifigkeit der Zellen wesentlich influirt, weshalb jene ein bestimmtes Minimum nicht überschreiten darf.

Fig. 361.



Da diese Zellen zunächst nur eine Verstärkung der gedrückten Gurtung zum Zweck hatten, so kamen sie anfänglich nur an der Decke des hohlen Blechträgers in Anwendung. Bei den englischen Röhren- oder Tunnelbrücken fehlen sie jedoch auch niemals an der unteren Seite desselben, so dafs der Querschnitt alsdann die in Fig. 361 dargestellte Form annimmt.

Träger dieser Art würden nun allerdings bei dem grofsen Materialaufwande, der hiermit verbunden, erst für Constructionen von bedeutenden, etwa 40^{m}0 überschreitenden Spannweiten zu empfehlen sein; ihrer allgemeineren Anwendung tritt jedenfalls der Umstand hindernd entgegen, dafs die Zellen zum Zweck ihrer Reinigung und des Anstrichs mit Oelfarbe aufserordentlich schwer zugänglich sind.

Von den bereits erwähnten Tunnel- oder Tubularbrücken in England überspannt die eine, bei Conway, nur eine Oeffnung von 400' engl. Die andere, die Britanniabrücke auf der Chester-Eisenbahn, hat 4 Oeffnungen, von welchen jede der beiden mittleren 460', jede der beiden äufseren 230' engl. lang ist. Bei beiden Brücken sind zwei Träger nebeneinander gelegt, so dafs

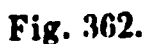


Fig. 362.



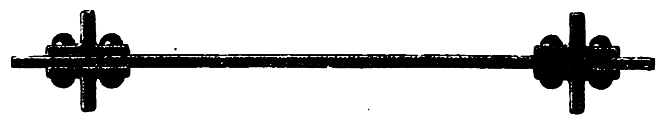
jeder in seinem inneren Raume ein Eisenbahngeleise aufnimmt. Die Construction stimmt bei allen Trägern fast genau überein, nur hinsichtlich ihrer Höhen- und Längendimensionen weichen sie von einander ab.

Fig. 362 zeigt in einfachen Linien die allgemeinen Querschnittsverhältnisse der Britannia-Brücke. Die Breite der Röhre beträgt im Lichten 14', die Höhe derselben *in medio* 28' engl. Es ist sowohl die Decke *abcd*, als auch der

Boden *efgh* zellenförmig construirt, und zwar enthält die erstere 8, der letztere 6 durchlaufende Zellen, oder kleinere Röhren.

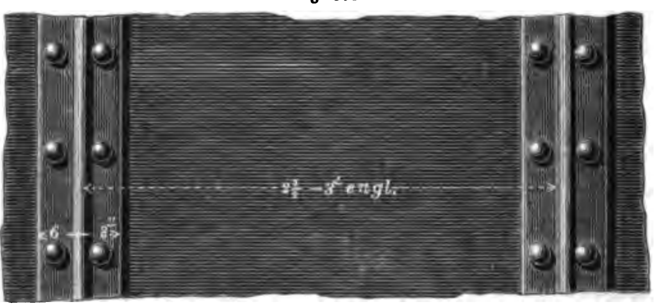
Was die beiden Vertikalwände anbetrifft, so bestehen diese in der Mitte aus $\frac{1}{2}$zölligen, an beiden Enden in der Nähe der Auflager aus $\frac{3}{4}$zölligen Platten. Um sie gegen Seitenbewegungen in erhöhtem Grade widerstandsfähiger zu machen, gleichzeitig auch, um die vertikalen Stofsfugen zu decken, sind sie in Entfernungen von ca. 3′ an beiden Seiten mit T-förmigen Aufsteifungen versehen, wie dies

Fig. 363.



in den Figuren 363 und 364, Grundriss und Ansicht, dargestellt ist. Bei Trägern mit geringeren Querschnittsdimensionen würde es vollkommen genügen, statt

Fig. 364.



des einen jener T-Eisen eine Deckplatte in Anwendung zu bringen, vergl. Fig. 365, wobei diese Stücke im Inneren und im Aeufseren des Röhrenquerschnitts alterniren können.

Fig. 365.



Bei der Construction der Decke und des Bodens wurden $\frac{1}{2}$zöllige schmiedeeiserne Platten doppelt über einander gelegt und die entstehenden Fugen durch eben so starke Stofsplatten gedeckt; die Verbindung der Platten unter einander geschah, wie aus Fig. 366 hervorgeht, durch dreifache Vernietung.

Fig. 366.



Auch die vertikalen Zwischenwände der Zellen bestehen aus $\frac{1}{2}$zölligen Platten, deren Stofsverbindung durch Stofsplatten mit dreifacher Vernietung hergestellt ist, vergl. den Horizontalschnitt Fig. 367.

Aus dem, in Fig. 368 dargestellten Querdurchschnitt der Conway-Brücke ist zu ersehen, dafs die allgemeinen, bei der Britannia-Brücke angegebenen Zahlenverhältnisse hier keine wesentlichen Aenderungen erfahren haben. Die Decke des Trägers enthält auch bei dieser Brücke 8, und der Boden desselben 6 Zellen. Wie Fig. 369 veranschaulicht, nimmt die Höhe des Trägers von den Enden nach der Mitte allmählig zu; über den Landpfeilern beträgt diese Höhe $22\frac{1}{2}'$, in der Mitte $25\frac{1}{2}'$.

Fig. 367.

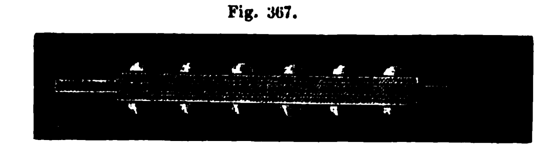
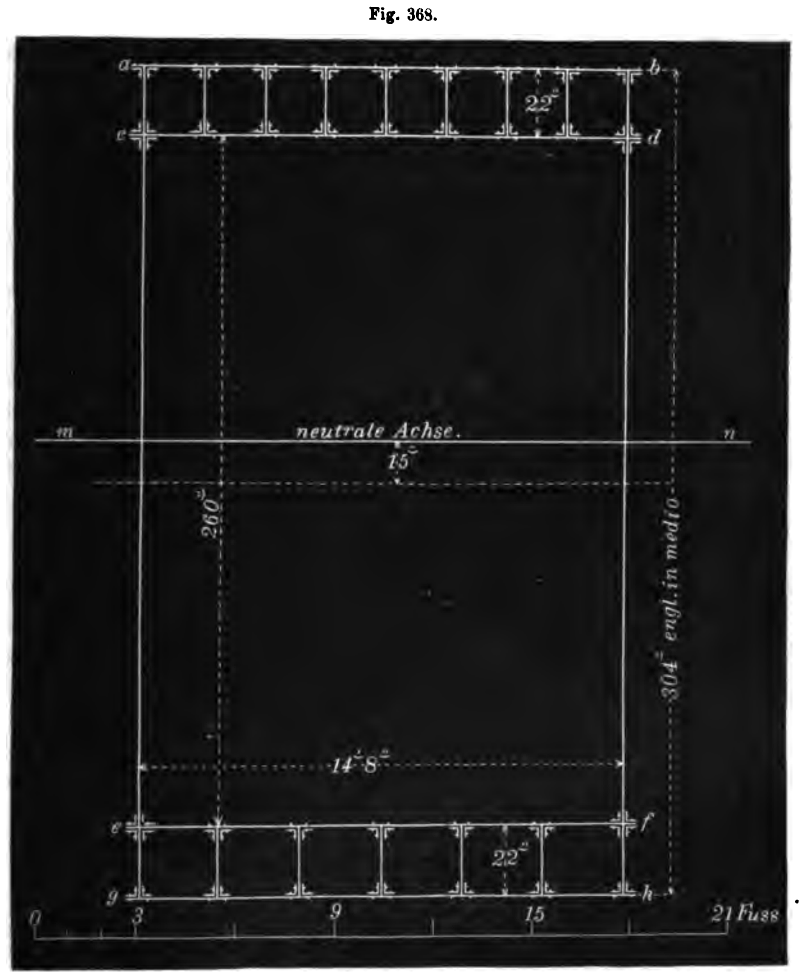


Fig. 368.



Wenn es sich darum handeln sollte, das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts zu ermitteln, um eine annähernd richtige, vergleichende Uebersicht zu gewinnen zwischen dem Widerstandsmoment desselben und dem Moment der angreifenden Kräfte, so wäre zunächst zu berücksichtigen, dass die neu-

trale Achse wegen der unsymmetrischen Massenvertheilung nicht in der halben Höhe des Querschnitts liegen kann.

Es ist nämlich approximativ

Fig. 369.

der Querschnitt der Vertikalwände = 256 □″
- - - Decke = 670 □″
- - des Bodens = 517 □″

Der ganze Querschnitt der Röhre beträgt daher 1443 □Zoll engl.

Die Relation zwischen dem Schwerpunktsmoment des ganzen Querschnitts und dem der einzelnen Theile, aus denen derselbe besteht, führt aber zu dem Resultat, dafs die neutrale Achse *mn* in einer Höhe von 15″ über der horizontalen Mittellinie sich befindet. Es liegt daher die am meisten gedrückte Faser in einem Abstande von 0,4507 H von der neutralen Achse, unter H die Höhe des Trägers verstanden.

In Bezug auf diese Achse ergiebt sich nun:

das Trägheitsmoment der Vertikalwände = 1499725
- - des Deckenquerschnitts = 12635362
- - - Bodenquerschnitts = 10699967

Es stellt sich demnach das Trägheitsmoment des ganzen Röhrenquerschnitts auf

$$W = 24835054.$$

Nehmen wir nun — obwohl dies allerdings bei der grofsen Spannweite des Trägers nicht ganz richtig ist — die durch den Eisenbahnzug eintretende Belastung als gleichmäfsig vertheilt an, so ergiebt sich als Bruchbelastung, bezogen auf die gröfste Zugspannung der untersten Faser, der Werth

$$\frac{8 \,.\, 24835054 \,.\, 0,97}{167 \,.\, 400 \,.\, 12} \,.\, \frac{60000}{100} = 144251 \text{ Ctr.-Zoll.}$$

Die Gesammtbelastung des Trägers besteht aber aus dem konstanten Eigengewicht desselben und der veränderlichen Belastung des Eisenbahnzuges. Was das Eigengewicht anbetrifft, so beträgt dieses im Ganzen ca. 25440 Ctr., also pro lfd. Fufs etwa 63 Ctr., mindestens das Dreifache von dem Gewicht eines Gitterträgers für dieselbe Länge. Bringen wir dieses Totalgewicht von der eben gefundenen Bruchbelastung in Abzug, so ergiebt sich für die variable Belastung noch eine disponible Summe von

$$\frac{118811}{400} = 297 \text{ Ctr.}$$

pro lfd. Fufs. Da aber das Gewicht der schwersten Locomotiven mit Tender höchstens auf 30 Ctr. pro lfd. Fufs angenommen werden kann, so ist hiermit — freilich nur ganz überschläglich — eine etwa 10 fache Sicherheit in der Construction nachgewiesen.

Das grofse Eigengewicht der ganzen Röhre wird nicht allein durch die geschlossenen vollen Wände derselben, sondern auch durch die Nothwendigkeit bedingt, den in der Mitte nur ½″ starken Vertikalwänden durch eine ausreichende

Zahl von vertikalen Aufsteifungen eine erhöhte Sicherheit gegen seitliche Durchbiegung zu verleihen. Diesem Umstande ist es auch zuzuschreiben, dafs bei manchen Röhrenbrücken der Materialaufwand für diese, zur Aussteifung erforderlichen Constructionstheile den vierten bis fünften Theil von derjenigen Centnerzahl beträgt, welche zur Herstellung des eigentlichen Röhrenquerschnitts berechnet worden.

Die längste Röhrenbrücke, und zugleich die gröfste Brücke der Welt, ist die in neuerer Zeit ausgeführte Victoria-Brücke bei Montreal in Canada. Dieselbe ist über den St. Lorenzstrom in einer Länge gespannt, welche die 1880 Fufs lange Britannia-Brücke fast um das $5\frac{1}{4}$fache übertrifft. An jedem Ende 19′ hoch, nehmen die Röhren nach der Mitte hin allmählig bis zu $22\frac{1}{2}$′ Höhe zu; ihre Weite beträgt 16′. Das in ihrem Innern befindliche Spurgeleise hat die landesübliche Weite von 5′ 6″. Zur Unterstützung der Röhren sind 24 Pfeiler aufgeführt, welche mit den beiden Endigungen 25 Zwischenöffnungen bilden, von denen die mittlere 350′, und jede der anderen 242′ (engl.) weit ist.

4) Die Gitterträger.

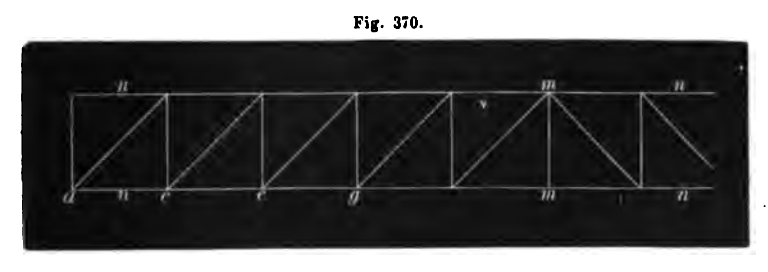
Das Gittersystem wurde zuerst in Amerika, und zwar aus Holz construirt; von dort fand es zunächst nach England seine weitere Verbreitung, wo es in Eisen ausgeführt wurde. In neuerer Zeit findet jedoch dieses System dort nur eine sehr geringe Anwendung, da es seiner mannigfachen Nachtheile wegen in Mifscredit gekommen ist, weshalb es fast bei allen gröfseren Brücken-Constructionen durch andere Systeme ersetzt wird.

Die Gitterträger bestehen in der Hauptsache aus zwei, horizontal übereinander verlegten Gurtungen oder Rahmstücken, die durch vertikale und geneigte Stäbe, oder auch durch geneigte Stäbe allein, die Gitterstäbe, verbunden und in Spannung erhalten werden. Von den Blechträgern unterscheiden sich dieselben nur dadurch, dafs die Zwischenwand nicht voll, sondern durchbrochen ist. Die Funktion der Gitterstäbe ist dabei dieselbe, wie bei der vollen Blechwand, — sie übertragen die Belastung von der Mitte des Trägers nach den Enden und erleiden daher nach dieser Richtung hin eine allmählig zunehmende Inanspruchnahme. Nach der verschiedenen Stellung jener Stäbe lassen sich zwei Hauptsysteme unterscheiden:

A. Das System des rechtwinkligen Dreiecks.

B. Das System des gleichschenkligen Dreiecks.

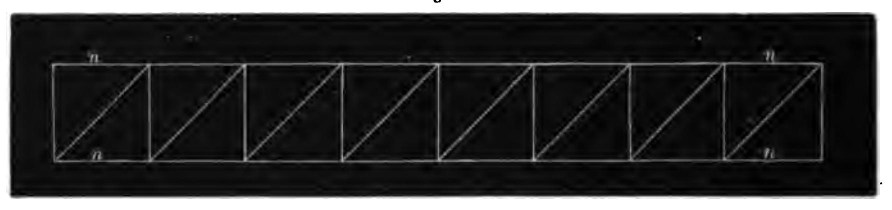
Fig. 370.



Bei dem ersteren System ist die Hälfte der Gitterstäbe geneigt, die andere Hälfte vertikal. Hierbei können die geneigten Stäbe, wie Fig. 370 zeigt. in

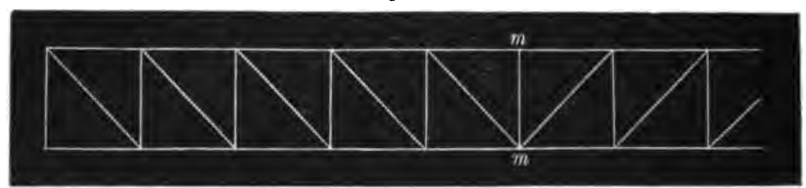
beiden Hälften des Trägers bis zur Mitte *mm* eine parallele, aber unter sich entgegengesetzte Richtung verfolgen; oder es behalten sämmtliche geneigte Stäbe in der ganzen Länge des Trägers unverändert ihre parallele Richtung bei, wie dies in Fig. 371 dargestellt ist. Diese letzte Trägerform ist jedoch ebensowenig empfehlenswerth, wie diejenige, bei der die Diagonalen in der ganzen Länge des Trägers entgegengesetzt gerichtet, also links aufsteigend angeordnet werden.

Fig. 371.



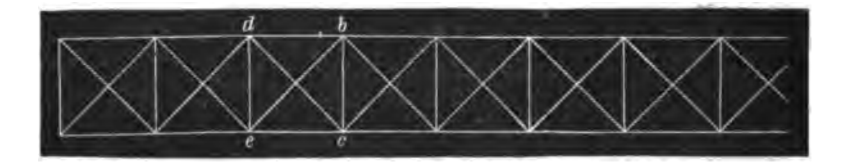
Die Projektion der Stäbe $ac = ce = eg \ldots$ giebt die Weite eines Trägerfeldes; wird ein solches durch andere Gitterstäbe nicht mehr getheilt, so heifst das System einfach, im anderen Falle zusammengesetzt. Auch kann ein einfaches System als ein solches bezeichnet werden, bei welchem jeder Vertikalschnitt nur einen Gitterstab trifft; hiernach würde Fig. 370 ein einfaches System nach dem Princip des rechtwinkligen Dreiecks repräsentiren. Alle in diesem Sinne ausgeführten Trägerconstructionen kommen auf das Howe'sche Princip zurück, obwohl eigentlich nur solche Träger darunter zu verstehen sind, bei denen die beiden Gurtungen *nn*, sowie sämmtliche Streben aus Holz, und nur die Vertikalen, oder die Hängestangen aus Eisen bestehen.

Fig. 372.



Eine modificirte Form dieses einfachen Systems zeigt das sogen. Mohnié'sche Princip, Fig. 372. Die erste Anwendung desselben geschah durch den Ingenieur Mohnié in Augsburg; derselbe gab den Diagonalen eine veränderte Stellung, wobei sie durchweg als Zugbänder, die Vertikalen dagegen als Streben wirksam sind. Auch hier verfolgen die Diagonalen in den einzelnen Hälften des Trägers die entgegengesetzte, unter sich parallele Richtung.

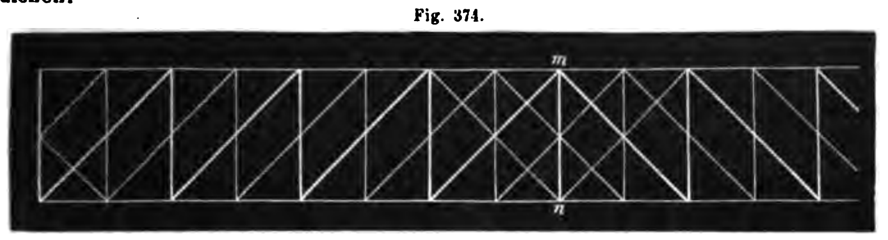
Fig. 373.



Aus einer Combination der Systeme Fig. 370 und 372 entsteht das einfach gekreuzte System, Fig. 373, auch Fachwerkträger genannt. Bei diesem

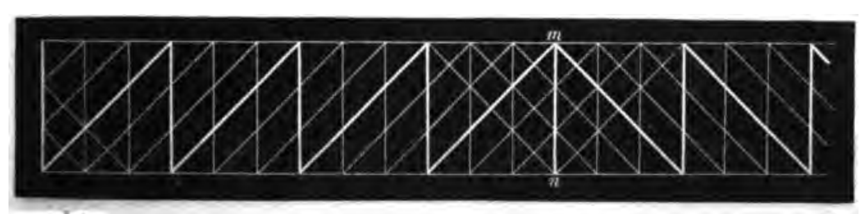
erleiden in der linken Trägerhälfte die rechts aufsteigenden Diagonalen eine Druckspannung, die links aufsteigenden eine Zugspannung, während in der rechten Trägerhälfte der umgekehrte Fall stattfindet. Die Spannung der Vertikalen ist bei einer in den oberen und unteren Knotenpunkten des Trägers gleichmäfsig vertheilten Belastung gleich Null; sie gehören daher nicht mehr direkt zum System, doch können sie — namentlich bei weit gespannten Trägern — nicht gut entbehrt werden, weil sie gleichzeitig zur Aussteifung der gedrückten Gurtung dienen.

Fig. 374.



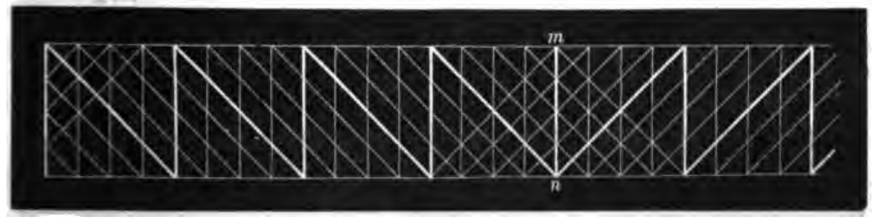
Die in $a, c, e, g \ldots$, Fig. 370, vorhandenen Knotenpunkte des Systems sind oft aus dem Grunde nicht ausreichend, weil die untere, resp. die obere Gurtung aufser an diesen Stellen noch an mehreren dazwischen befindlichen Punkten belastet wird, weshalb es durchaus nothwendig ist, zwischen den Hauptsystemen noch andere

Fig. 375.



Zwischenstäbe einzuschieben. Auf diese Weise entstehen die zusammengesetzten Systeme mehrfacher Ordnung; dieselben gehören allgemein zur $n$ten Ordnung, wenn zwischen zwei benachbarten parallelen Gitterstäben des einfachen Systems, welches in diesem Falle als Hauptsystem auftritt, noch $n - 1$ Zwischenstäbe in gleichen

Fig. 376.

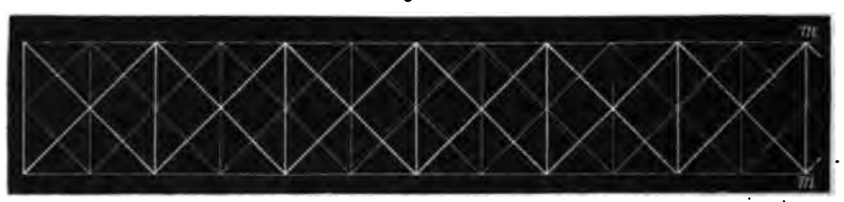


Entfernungen von einander eingeschoben werden, so dafs jedes Feld des Hauptsystems dadurch in n kleinere Abtheilungen zerfällt. So ist beispielsweise Fig. 374 ein System der zweiten, Fig. 375 ein System der dritten, Fig. 376 ein solches der vierten Ordnung, weil zwischen den Stäben des, stärker angedeuteten, Hauptsystems in diesen Figuren noch 1, 2, resp. 3 andere Zwischenstäbe eingelegt sind. In der Mitte mm dieser Träger findet eine mehrfache Ueberkreuzung statt. Auch sind die vertikalen Endaufsteifungen in denjenigen Punkten, wo sie durch die rechts aufsteigenden Diagonalen angegriffen werden, durch korrespondirende in

jenen Figuren angedeutete Gegenstäbe vor seitlicher Durchbiegung sicher zu stellen.

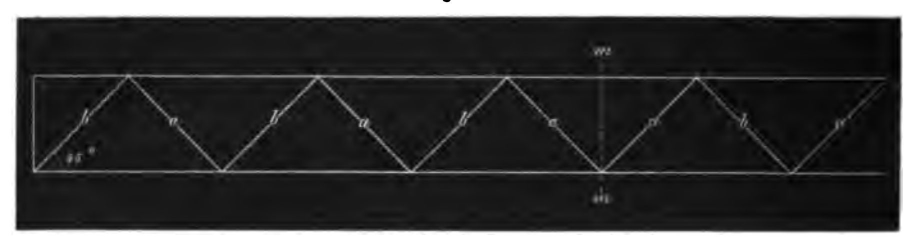
Fig. 377 zeigt ferner das gekreuzte System der zweiten Ordnung. Die Zahl der, auf diese Weise vermehrten Knotenpunkte richtet sich nach der Zahl und der verschiedenen Lage der Lastpunkte, indem für jeden derselben ein neues System eingeschoben werden mufs.

Fig. 377.



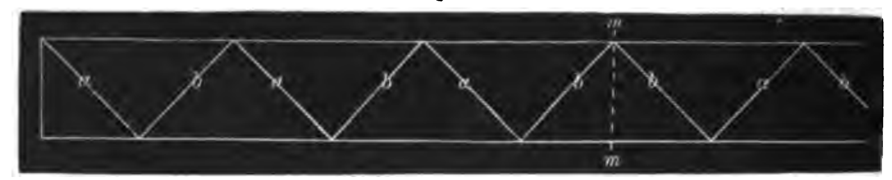
Bei dem zweiten System, nämlich dem des gleichschenkligen, resp. des gleichseitigen Dreiecks, kommen nur geneigt angeordnete Gitterstäbe vor; auch hier unterscheidet man einfache, überkreuzte und mehrfach zusammengesetzte Systeme. Fig. 378 zeigt die einfachste Form dieses Constructions-Princips, welches unter dem Namen des Néville'schen Systems bekannt ist; in England wird dasselbe nach dem Kapitain Warren, der ein Patent darauf genommen, das Warren-Princip genannt. Auch bei diesem System, wie bei dem des rechtwinkligen Dreiecks, ist die günstigste Stellung der Stäbe die unter 45°, weil dadurch relativ der geringste Aufwand an Material in der Gitterwand erforderlich wird.

Fig. 378.



Die Streben bb, sowie die gezogenen Stäbe aa, sind für dieselbe Trägerhälfte unter sich in gleichem Sinne, und in umgekehrtem Sinne für die andere Hälfte geneigt. Für die Inanspruchnahme derselben ist es übrigens nicht gleichgültig, ob

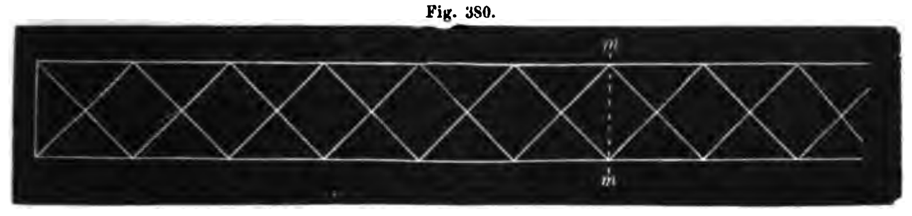
Fig. 379.



der letzte Stab über dem linken Endauflager, wie in Fig. 378, eine rechts aufsteigende, oder, wie in Fig. 379, eine links aufsteigende Richtung verfolgt. Hierbei kann der mittlere Querschnitt mm des Trägers in allen Fällen entweder durch die untere, oder durch die obere Spitze eines Dreiecks gehen, wobei allerdings die Spannungen der bezüglichen Gitterstäbe gleichfalls verschieden auftreten.

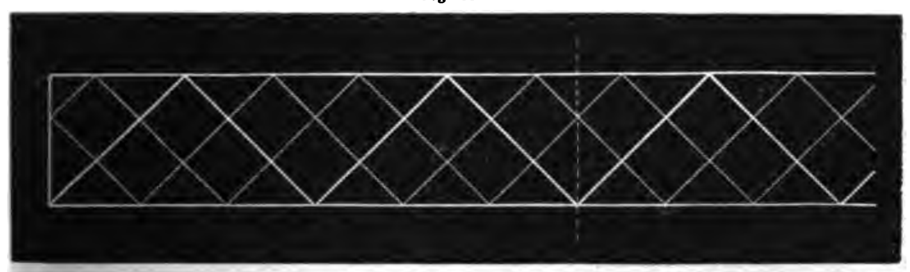
Da bei einem einfachen System des gleichschenkligen Dreiecks — eine gleiche Neigung der Gitterstäbe vorausgesetzt — die Entfernung zwischen zwei Knotenpunkten doppelt so grofs, wie bei dem einfachen System des rechtwinkligen Dreiecks ist, so ergiebt sich hieraus für das Néville'sche System selbst dann schon die Nothwendigkeit der Interpolirung eines zweiten Systems, wenn unter denselben Verhältnissen ein einfaches Howe'sches Princip ausreicht. In diesem Falle entsteht dann das gekreuzte Néville'sche System, Fig. 380, eine Combination der Systeme 378 und 379. Durch weitere Vervielfältigung der

Fig. 380.



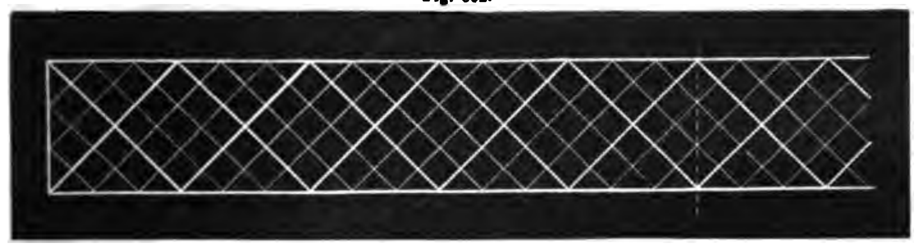
Knotenpunkte ergeben sich die Verbindungen der Figuren 381 und 382. Die erstere zeigt ein System der 3ten, die letztere gleichfalls ein System der 3ten, event. der 6ten Ordnung, je nachdem man diese auf das Princip der gekreuz-

Fig. 381.



ten, oder der einfachen Form bezieht. In Fig. 383 endlich ist noch ein Theil des Gitterwerks für einen Träger der 4ten, resp. der 8ten Ordnung dargestellt. Die letzteren Figuren repräsentiren zugleich die sogen. engmaschigen,

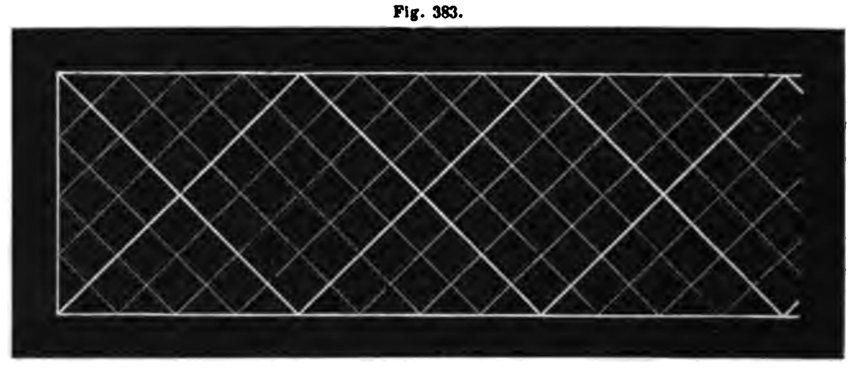
Fig. 382.



oder Town'schen Gitterconstructionen, im Gegensatz zu den weitmaschigen Verbindungen des einfachen, oder gekreuzten Princips für beide Hauptsysteme. Die Hauptträger der Dirschauer- und der Cölner Brücke, sowie vieler anderer Eisenbahnbrücken, sind nach dem Town'schen System ausgeführt. Für die gedrückten Stäbe sind hier die Aufsteifungen von grofser Wichtigkeit. Dieselben werden besonders auch an denjenigen Stellen nothwendig, wo die Querträger ihre Befestigung finden. In neuerer Zeit hat man übrigens die Town'schen Systeme wieder verlassen und ist zu dem weit-

maschigen, namentlich dem Fachwerkträger, zurückgekehrt, der seiner ein-

Fig. 383.

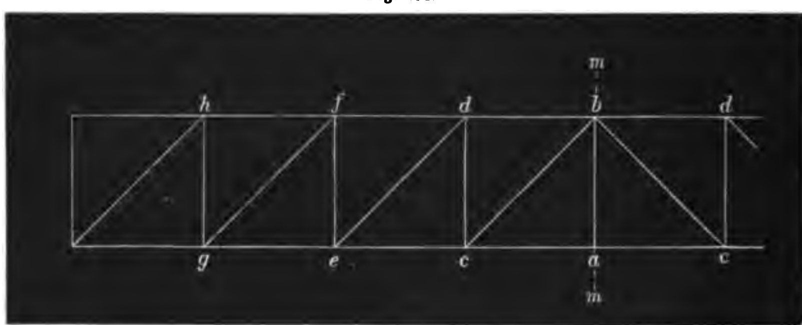


fachen Zusammensetzung und Berechnung wegen mannigfache Vorzüge darbietet.

Art und Weise der Inanspruchnahme der einzelnen Verbandstücke.

Um nun die Art und Weise kennen zu lernen, wie die einzelnen Verbandstücke bei einem Gitterträger in Anspruch genommen werden, denken wir die Knotenpunkte der unteren Gurtung eines, im Princip des rechtwinkligen Dreiecks construirten Trägers belastet. Von der Mitte *mm*, Fig. 384, ausgehend, wird die im Punkt *a* wirksame Last mittelst des Vertikalstabes *ab* an die Mitte des oberen Rahmstückes angehängt, und das letztere an dieser Stelle durch die beiden Streben

Fig. 384.



bc, *bc* unterstützt, so dafs auf diese Weise die Hälfte der in *a* angreifenden Last auf die beiden ersten, von der Mitte des Trägers links und rechts befindlichen Knotenpunkte zurückgeführt wird; die dadurch in erhöhtem Mafse belasteten Punkte *cc* werden wieder durch die Vertikalstange *cd* mit der oberen Gurtung verbunden und der so belastete Punkt *d* durch die nächste Diagonale *de* abgestützt, wodurch dem Punkte *e* noch ein Theil von derjenigen Belastung zufällt, die sich nicht unmittelbar aus der gleichmäfsigen Vertheilung derselben ergiebt. Man ersieht hieraus, dafs die vertikalen Stäbe für beide Trägerhälften auf Zug-, die geneigten Stäbe dagegen auf Druckspannung in Anspruch genommen werden. Da ferner die Knotenpunkte *c*, *e*, *g*... von der Mitte nach beiden Enden hin eine fortschreitend gröfsere Belastung erleiden, so folgt hieraus eine in dieser Richtung zunehmende Spannung, sowohl der Vertikalen *cd*, *ef*, *gh*..., wie der Diagonalen *bc*, *de*, *fg*.. Die bedenklichste Stelle des Trägers, soweit sich solche auf die Sicherheit der Gitterstäbe bezieht, liegt daher augenscheinlich an den Enden, wes-

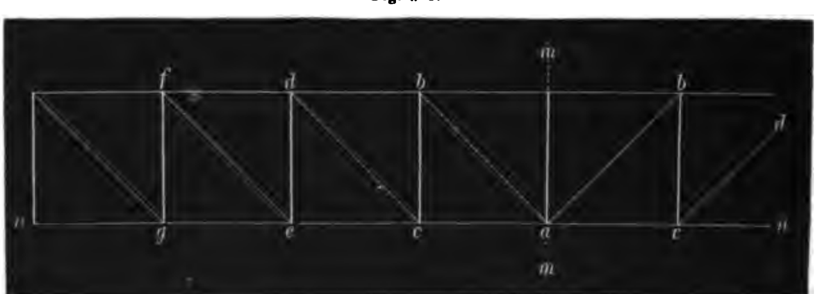
halb hier die Stäbe — wenigstens bei Brücken-Constructionen — entschieden breiter, resp. stärker genommen werden müssen. Aus diesem Grunde pflegt man dieselben an beiden Auflagerenden, und zwar vorzugsweise bei den engmaschigen Systemen, durch eine volle Blechwand zu ersetzen.

Es geht aus den vorangeschickten Bemerkungen hervor, dafs die kürzeren Stäbe, die Vertikalen, nur gegen Zug, die längeren Stäbe aber, die Diagonalen, nicht allein gegen Druck, sondern unter Umständen auch gegen Zerknicken Widerstand zu leisten haben; erfüllen die letzteren diese Aufgabe nicht, oder nur zum Theil, so würden die Gurtungen in einzelnen Lastpunkten ihre Unterstützung verlieren und in Folge dessen auf Bruchfestigkeit in Anspruch genommen werden. Da diese Bedenken mit Rücksicht darauf, dafs das Schmiedeeisen in dünnen Stäben naturgemäfs keine grofse Widerstandsfähigkeit gegen Zerknicken äufsert, unter ungünstigen Verhältnissen wohl gerechtfertigt erscheinen, so ist nicht allein gegen diese, nach dem rechtwinkligen Princip construirten, sondern besonders auch gegen die Town'schen Träger der Einwurf erhoben worden, dafs ihr Constructionsprincip bei der geringen Steifigkeit der gedrückten Stäbe nicht durchweg auf rationellen Grundsätzen beruht. In England war ein von Robert Stephenson in diesem Sinne gegen die Gitterträger abgegebenes Verdict so entscheidend, dafs sie bei allen gröfseren Constructionen des Hoch- und Brückenbaues fast ganz ausgeschlossen blieben. Dem Anscheine nach hat sich jedoch inzwischen ein günstiger Umschwung vorbereitet; wenigstens sprachen sich viele englische Blätter, bei Gelegenheit der im Jahre 1862 in London stattgefundenen Industrie-Ausstellung, über das eingeschickte Modell der Dirschauer Brücke im Ganzen dahin vortheilhaft aus, dafs bei der Britannia- und der Victoria-Tubularbrücke mehr als die Hälfte der Kosten erspart wäre, wenn Stephenson und seine Anhänger auch hier das Princip des Gittersystems in Anwendung gebracht hätten. Jedenfalls bieten diese Träger den Vortheil einer gröfseren Leichtigkeit, und dabei einer beträchtlichen Materialanhäufung in weitester Entfernung von der neutralen Achse, woraus sich selbstverständlich ein grofses Widerstandsmoment des Querschnitts ergiebt, wenn es sonst nur gelingt, die gedrückten Stäbe sowohl, wie die obere Gurtung gegen seitliche Verkrümmungen sicher zu stellen. In dieser Absicht versieht man die Gitterwand auf beiden Seiten, in Abständen von 1^m25 bis 1^m75, mit vertikalen »Aufsteifungen« aus Winkel- oder T-Eisen, die wesentlich dazu beitragen, einen Theil des gegen die Streben gerichteten Druckes aufzunehmen, und für diese unschädlich zu machen. Wenn aufserdem Querträger vorhanden sind — wie solche bei gröfseren Eisenbahnbrücken vorkommen — so werden jene Aufsteifungen mit diesen in schräger Richtung verbunden, so dafs sich der gewünschte Zweck in Bezug auf die Gurtung mit gröfserer Sicherheit erreichen läfst. Da diese Aufsteifungen das Eigengewicht des Trägers nicht unbedeutend vergröfsern, und da sie überdies unter der Voraussetzung entbehrlich sind, dafs die gedrückten Constructionstheile des Trägers dem berechneten Drucke allein und ohne Beihülfe widerstehen, so gab dies Veranlafsung, die Seitensteifigkeit der Gitterwand durch eine veränderte Form der Gitterstäbe zu vergröfsern. Bei der Flackensee-Brücke (Niederschlesisch-Märkische Eisenbahn) bestehen sie daher aus je 4 Winkel-Eisen, die übrigen, auf Zug angegriffenen Stäbe aus Flacheisen. Aus demselben Grunde sind von dem Eisenbahn-Baudirector Ruppert bei der Eypel- und bei der Granbrücke Gitterstreben aus gewalzten, halbrunden Hohlcylindern mit beiderseitig, in der Richtung des Durchmessers, angewalzten geraden Flanschen in Anwendung gebracht.

Das andere, bereits oben erwähnte, einfache System des rechtwinkligen Dreiecks zeigt eine veränderte Stellung der Gitterstäbe, indem diejenigen, welche einer Zugspannung zu widerstehen haben, die geneigten, und diejenigen, welche auf Druck in Anspruch genommen werden, die vertikalen, also die kürzeren sind.

Denken wir das untere Rahmstück *nn* eines, nach diesem Princip zusammengesetzten Trägers, Fig. 385, gleichmäfsig belastet, sodafs die hier liegenden Knotenpunkte als Lastpunkte auftreten, so wird die im mittleren Querschnitte im Punkte *a* ruhende Last auf die Punkte *bb* der oberen Gurtung übertragen, die also an dieser Stelle durch Streben unterstützt werden mufs; hierzu dienen nun die Vertikalen *bc* und *bc*, welche je die Hälfte der in *a* wirksamen Last wieder auf das untere Rahmstück zurückführen, so dafs dieses in den Punkten *cc* durch die Diagonalen *cd*, *cd* von Neuem entlastet werden mufs. Indem hiernach der auf die Knotenpunkte *c*, *e*, *g* übertragene vertikale Druck in beiden Trägerhälften progressiv von der Mitte nach den Enden hin zunimmt, wächst auch hier in gleichem Verhältnifs die Spannung sämmtlicher Gitterstäbe; doch werden die Vertikalen der ihnen zufallenden Function hier um so leichter genügen, als ihr Widerstand gegen

Fig. 385.



Zerknicken mit der geringeren Länge offenbar vergröfsert worden ist. Sollten dieselben trotzdem ihrer Aufgabe nicht genügen, so verlieren dadurch die nach den Endauflagern hin zunehmend belasteten Punkte *b*, *d*, *f* ihre Unterstützung, was unter Umständen ein Durchbiegen des oberen Rahmstückes zur Folge hätte. In ähnlicher Weise würde eine Verkrümmung des unteren Rahmstückes zu befürchten sein, wenn eine von den Diagonalen *ab*, *cd*, *ef* in Folge zu grofser Inanspruchnahme zerrissen werden sollte.

Bei dem gekreuzten System erleiden die in jedem Felde auftretenden, sich kreuzenden Diagonalen, abtheilungsweise und algebraisch genommen, eine gleich grofse Spannung; weicht in diesem System, vergl. Fig. 373, die gedrückte Strebe aus, in dem Rechteck *bdec* etwa die Strebe *be*, so mufs die Vertikale *bc* an ihre Stelle treten. Was hierbei die Spannung der letzteren anbetrifft, so ist diese für den Fall, dafs die Belastung in den Knotenpunkten der oberen und der unteren Gurtung gleichmäfsig vertheilt gedacht wird, überall gleich Null.

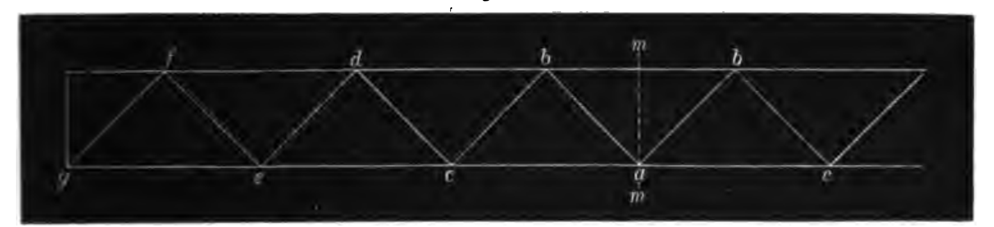
Schon oben wurden in den Figuren 374 bis 377 die zusammengesetzten Verbindungen erwähnt, die auf dem Princip des rechtwinkligen Dreiecks basiren; bei allen diesen Systemen der *n* ten Ordnung unterstützt das Trägerfeld eines jeden der interpolirten Systeme den *n* ten Theil von derjenigen Belastung, die dem ganzen Trägerfelde des eigentlichen Hauptsystems zufällt.

Aehnlich wie in den soeben besprochenen Systemen des rechtwinkligen Dreiecks, wird auch bei den Néville'schen und den Town'schen Trägerformen die

Hälfte der Gitterstäbe einer Zugspannung, die andere Hälfte einer Druckspannung zu widerstehen haben. Setzen wir beispielsweise den Fall, dafs die untere Gurtung gleichmäfsig belastet ist, so wird die in dem Punkte *a*, Fig. 386, wirksame Last durch die Stangen *ab*, *ab* der oberen Gurtung zugeführt, diese in den Punkten *b*, *b* belastet, durch die Diagonalen *bc*, *bc* wieder abgestützt u. s. w.; es treten also die Gitterstäbe *ab*, *cd*, *ef* als Zugbänder und die Stäbe *bc*, *de*, *fg* als Streben auf. Mit Rücksicht auf die, von der Mitte nach den Enden hin zunehmende Spannung aller Stäbe wird daher ihr Querschnitt auch bei diesem System in der bezeichneten Richtung zu vergröfsern sein.

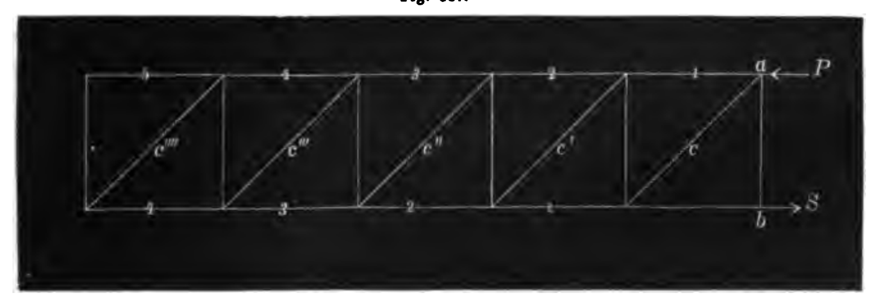
In dem Mafse, als in der unteren, resp. in der oberen Gurtung die Zahl der Lastpunkte sich vermehrt, ist auch auf eine erhöhte Zahl von Zwischensystemen Bedacht zu nehmen, in denen, ganz analog wie bei den Hauptsystemen, die eine Hälfte der Stäbe auf Zug, die andere Hälfte auf Druck in Anspruch genommen wird. Je gröfser dabei die Höhendimension des Trägers, je länger also ein gedrückter Stab ist, desto dringender tritt auch hier die Nothwendigkeit der vertikalen Aufsteifungen hervor.

Fig. 386.



Um nun zu untersuchen, in welcher Weise die horizontalen Kräfte in den verschiedenen Abtheilungen beider Gurtungen ihre Wirkung äufsern, denken wir uns die rechte Trägerhälfte fortgenommen, und statt ihrer in den Schwerpunkten jener Gurtungen zwei Horizontalkräfte substituirt, die den aus den Streben resultirenden horizontalen Kräften entgegengesetzt gerichtet sind; es bezeichnet daher die obere Kraft *P* eine Druck- und die untere Kraft *S* eine Zugspannung. Diese in den Punkten *a* und *b*, Fig. 387, thätigen Kräfte treten in den verschiedenen Abtheilungen beider Gurtungen von verschiedener Intensität auf.

Fig. 387.



sität auf. Es wird nämlich der Druck *P* für die erste Abtheilung 1 der oberen Gurtung nicht mehr in der ungeschwächten, sondern um so viel verringerten Kraft zur Geltung kommen, als bereits durch den Einflufs der Strebe *c* verloren gegangen ist; in gleicher Weise vermindern sich diese horizontalen Druckkräfte auch in den

Abtheilungen 2, 3, 4 .... durch den Widerstand der Streben, so dafs für das letzte und 5te Feld der Gurtung gar keine Pressung mehr erübrigt. Der totale, im mittleren Querschnitt ab wirksame Druck hängt demnach, abgesehen von anderweitigen Verhältnissen, wesentlich von der Länge des Trägers, resp. von der Zahl der Trägerfelder ab, insofern sich die Einzelpressungen der Streben von den Enden nach der Mitte hin summiren, so dafs hier die Summe aller sich ergeben mufs. Es wird also — vom Trägerende beginnend — die aus der letzten Strebe c'''' resultirende Horizontalkraft, deren Intensität in den Abtheilungen 4 der beiden Gurtungen in algebraischer Beziehung gleich grofs ist, durch die aus der nächsten Strebe c''' entstehende Horizontalkraft einen Zuwachs erhalten, mit vergröfserter Intensität in den Abtheilungen 3 auftreten, dann im nächsten Knotenpunkte durch die horizontale Componente der in der Strebe c'' wirkenden Kraft sich wiederum verstärken, u. s. w., bis sie endlich ihren Maximalwerth im mittleren Querschnitt ab des Trägers erreicht.

Die aus den vorstehenden Betrachtungen gewonnenen Resultate fassen wir schliefslich zu folgendem Resumé zusammen:

1) Sämmtliche Gitterstäbe, deren Kopfpunkt der Mitte des Trägers näher liegt, als deren Fufspunkt, wirken als Streben; die übrigen, bei denen der umgekehrte Fall stattfindet, treten als Zugstangen auf.

2) Die Spannung der gedrückten, sowie die der gezogenen Stäbe nimmt von der Mitte nach den Enden hin zu, so dafs der letzte, dem Endauflager zunächst befindliche Gitterstab die gröfste, und der, dem mittleren Querschnitt am nächsten liegende Stab die geringste Spannung erleidet.

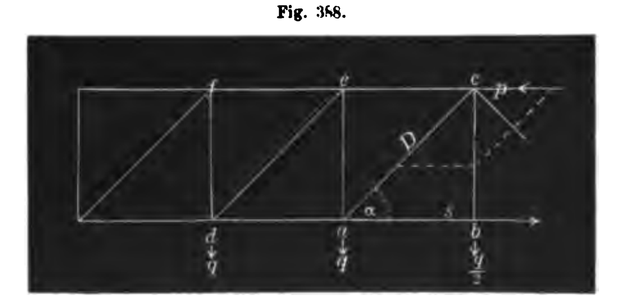
3) Die in beiden Gurtungen vorhandenen Druck-, resp. Zugspannungen erleiden in ihrer Gesammtwirkung eine von den Enden des Trägers nach der Mitte hin zunehmende Inanspruchnahme; im mittleren Querschnitt ist dieselbe daher am gröfsten, und vertikal über dem Endauflager am kleinsten, unter Umständen sogar gleich Null.

Wir gehen nun zur Berechnung der Gröfse der, in den einzelnen Verbandstücken thätigen Kräfte über und betrachten zu diesem Zweck zuerst:

A. Das System des rechtwinkligen Dreiecks.

Fig. 388 sei ein nach dem einfachen Princip des rechtwinkligen Dreiecks construirter Träger von beliebiger Länge und Höhe, bei dem die in jedem Knotenpunkte der unteren Gurtung angreifende Belastung mit q bezeichnet werden soll. Es tritt daher in dem, in der Mitte befindlichen Lastpunkte b, wenn man nur die eine Hälfte des Trägers ins Auge fafst, der Werth $\frac{q}{2}$ auf. Diese Belastung wird von der Stange bc aufgenommen, und auf die obere Gurtung übertragen, die in dem Punkte c durch die Strebe ac unterstützt wird. In der Bedingung des Gleichgewichts liegt nun die Nothwendigkeit, dafs die in dem Punkte c angreifenden Kräfte

Fig. 388.



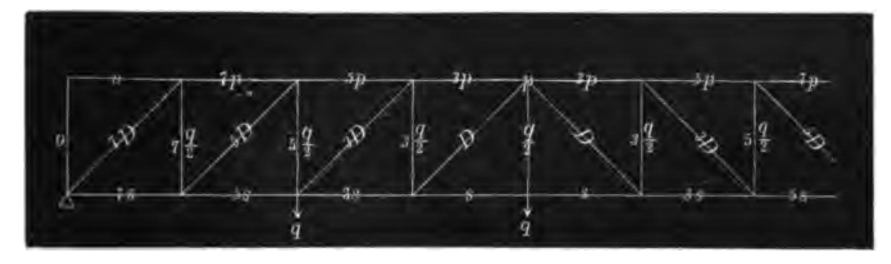
sich zu einem Parallelogramm der Kräfte vereinigen lassen, bei welchem die Vertikalkraft $\frac{q}{2}$ als Mittelkraft auftritt. Dieselbe ist selbstverständlich der, aus dem Druck der Strebe resultirenden Vertikalkraft gleich, während die zweite horizontale Componente p durch die, in gleicher Richtung, aber entgegengesetzt wirkende Componente der anderen Strebe aufgehoben wird. Bezeichnen wir nun die aus der Mittelkraft $\frac{q}{2}$ hervorgehende Pressung der Strebe ac mit D und den Winkel, den diese mit der Horizontalen bildet, mit α, so ergiebt sich:

$$1)\quad p = \frac{q}{2} \operatorname{cotg} \alpha, \text{ und}$$

$$2)\quad D = \frac{q}{2} \operatorname{cosec} \alpha.$$

Da die Strebe die untere Gurtung unter einem spitzen Winkel angreift, so wird der hier übertragene Druck in zwei Kräfte sich zerlegen lassen, die den im Kopfpunkte c vertikal und horizontal gerichteten Kräften an Gröfse beziehlich gleich, aber im entgegengesetzten Sinne wirksam sind. Daher kommt es, dafs der in dem Punkte a aus der gleichmäfsig vertheilten Belastung sich ergebende Druck q durch den Werth von $\frac{q}{2}$ vergröfsert wird, so dafs die Spannung der Vertikalen ae auf $3 \cdot \frac{q}{2}$ anwächst. Betrachten wir weiter das in dem Punkte e bereits fertige Parallelogramm der Kräfte $ceda$, dessen Mittelkraft $3\,\frac{q}{2}$ ist, so ergiebt sich der aus der Strebe de hervorgehende Druck in der Gurtungsabtheilung ce gleich $3 \cdot \frac{q}{2} \operatorname{cotg} \alpha = 3\,p$; ebenso grofs ist zugleich die, durch diese Strebe bewirkte Zugspannung in dem unteren Gurtungsstück ad; es ist demnach $3\,p = 3\,s$. Ferner ist die Pressung in der zweiten Strebe de gleich $3\,\frac{q}{2} \operatorname{cosec} \alpha = 3\,D$. Die weitere Consequenz dieser Betrachtung führt leicht zu dem Resultat, dafs die Spannung der dritten Stange df, sowie die der anderen, zum dritten Parallelogramm gehörigen Verbandstücke, das 5fache von den zuerst berechneten Werthen beträgt.

Fig. 389.



Diese auf so einfache Weise ermittelte Inanspruchnahme sämmtlicher Constructionstheile ist in Fig. 389 für beide Trägerhälften genau angegeben. Es ist daraus zu ersehen, dafs die Spannungen der Vertikalen und der Diagonalen, von der Mitte des Trägers nach den Enden hin, in arithmetischem Verhältnifs, und zwar nach den ungeraden Zahlen der Zahlenreihe zunehmen.

Hinsichtlich der in den Gurtungen auftretenden Druck- resp. Zugspannungen wäre jedoch noch besonders hervorzuheben, dafs diese progressiv von den Stützpunkten nach der Mitte hin in den einzelnen Feldern sich summiren, weshalb sie in der Trägermitte ihr Maximum erreichen. Hiernach ist die totale Pressung der oberen Gurtung, vom Endauflager an gerechnet,

in der ersten Abtheilung	$= 0$
- - zweiten -	$= 7p$
- - dritten -	$= 12p$
- - vierten -	$= 15p$
im mittleren Querschnitt,	$P = 16p$.

Die Gröfse dieses Werthes von P erreicht auch die Spannung S in den beiden mittleren Feldern der unteren Gurtung. In den übrigen Feldern dieser letzteren ergiebt sich die bezügliche Spannung sehr leicht im Hinblick darauf, dafs dieselbe quantitativ gleich dem Werthe der Pressung in derjenigen Abtheilung der oberen Gurtung ist, welche der Mitte des Trägers um ein Feld näher liegt.

Die bereits oben ausgedrückte Einheit p resultirt auch aus der, für die halbe Trägerlänge aufzustellenden statischen Momentengleichung. Bezeichnen wir nämlich die Höhe des Trägers, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen, mit h und die Länge desselben (von Mitte zu Mitte der Endauflager) mit l, so wäre im vorliegenden Falle

$$Ph = 16\,ph = \frac{4q \cdot l}{4} = ql; \text{ hieraus}$$

$$p = \frac{1}{16} \cdot \frac{ql}{h} = \frac{q}{2} \operatorname{cotg} \alpha.$$

Für den Fall, dafs

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{16},$$

wird

$$p = q.$$

Die Spannung der letzten, über dem Endauflager befindlichen Vertikalen ist gleich Null.

Um die vorstehend gewonnenen Resultate an einem Zahlenbeispiel zu erläutern, nehmen wir an, dafs die untere Gurtung des in Fig. 390 dargestellten Trägers mit 400 Ctr. gleichmäfsig belastet werde; für jeden der betreffenden Knotenpunkte resultirt hieraus eine Belastung von 50 Ctr. Wenn nun die Länge eines Trägerfeldes gleich der Höhe des Trägers vorausgesetzt wird, der Neigungswinkel α der Diagonalen also 45° beträgt, so findet sich, von den Auflagerenden nach der Mitte fortschreitend, die Druckspannung in den Diagonalen

$$P_1 = 175\,\sqrt{2} = 246{,}75 \text{ Ctr.}$$
$$P_2 = 125\,\sqrt{2} = 176{,}25 \text{ -}$$
$$P_3 = 75\,\sqrt{2} = 105{,}75 \text{ -}$$
$$P_4 = 25\,\sqrt{2} = 35{,}25 \text{ -}$$

Aus diesen Werthen ist zu entnehmen, dafs die Spannung in den Diagonalen nach den ungeraden Zahlen 1, 3, 5, 7 von der Mitte nach den Enden hin zunimmt.

Beachtet man ferner, dafs diejenigen Diagonalen und Vertikalen, welche in einem unbelasteten Punkte zusammentreffen, gleich grofse, aber entge-

gengesetzt gerichtete Vertikalspannungen erleiden, so ergiebt sich sofort die Beanspruchung in den Vertikalen

$$S_1 = 0\,;\ S_2 = 175 \text{ Ctr.}\,;\ S_3 = 125 \text{ Ctr.}\,;$$

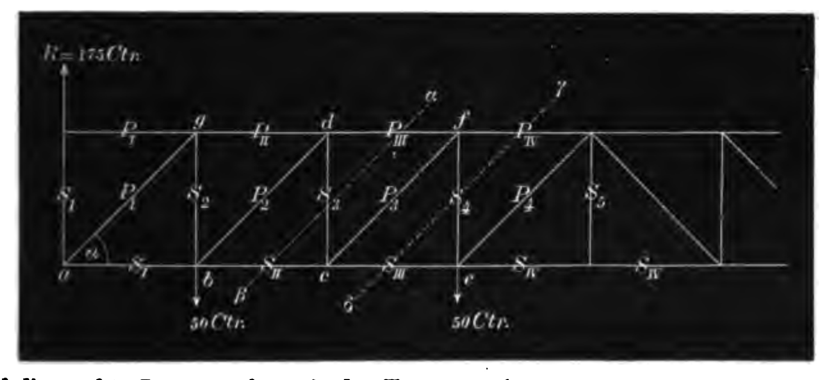
$$S_4 = 75 \text{ Ctr.}\,;\ S_5 = 50 \text{ Ctr.}$$

Die Spannung in den Gurtungen entsteht aus den in den Diagonalen auftretenden Druckkräften; da die horizontalen Componenten dieser letzteren sich felderweise nach der Trägermitte hin summiren, so wird die Druckspannung in der oberen Gurtung

$$P_{\rm I} = 0,\quad P_{\rm II} = 175 \text{ Ctr.},$$

$$P_{\rm III} = 175 + 125 = 300 \text{ Ctr.},\quad P_{\rm IV} = 300 + 75 = 375 \text{ Ctr.},$$

Fig. 390.



und die gröfste Beanspruchung in der Trägermitte

$$P = 375 + 25 = 400 \text{ Ctr.}$$

Dieser Werth von P findet sich auch aus der allgemeinen Bedingungsgleichung

$$P.\,h = \frac{Q}{2} \cdot \frac{l}{4}\cdot$$

Mit Rücksicht darauf, dafs im vorliegenden Falle

$$h = \frac{1}{8}\,l,$$

entsteht aber die identische Gleichung

$$P = Q,$$

d. h. die Spannung der Gurtung in der Mitte des Trägers ist gleich der ganzen gleichmäfsig vertheilten Belastung desselben.

Endlich ergiebt sich noch ohne Weiteres die Zugspannung in der unteren Gurtung

$$S_{\rm I} = P_{\rm II} = 175 \text{ Ctr.},\quad S_{\rm II} = P_{\rm III} = 300 \text{ Ctr.},$$

$$S_{\rm III} = P_{\rm IV} = 375 \text{ Ctr.},\quad S_{\rm IV} = P = 400 \text{ Ctr.}$$

Eine Probe für die Richtigkeit der Rechnung läfst sich am einfachsten mittelst der Ritter'schen Methode aufstellen.

Man denke nämlich den Träger an irgend einer Stelle durch eine ganz beliebig, vertikal oder schräge, zu legende Ebene so geschnitten, dafs womöglich nur drei Verbandstücke von derselben getroffen werden. Zur Herstellung des Gleichgewichts wird man dann in der Richtung der durchschnittenen Stangen nothwendig Kräfte ersetzen müssen, welche den hier auftretenden Spannungen überall gleich sind; dieselben können konsequent als Zugspannung aufgefasst werden, in welchem Falle das Vorzeichen des berechneten Werthes darüber entscheidet, ob man es mit einem gezogenen, oder mit einem gedrückten Stabe zu thun hat. Wenn nun bei Aufstellung der statischen Momentengleichung derjenige Punkt als Drehpunkt gewählt wird, in welchem sich zwei von den durchschnittenen Stangen schneiden, so ergiebt sich sofort ein Ausdruck für die Spannung der dritten Stange. Ein positives Vorzeichen deutet dabei auf Zug, ein negatives Vorzeichen auf Druck.

So findet beispielsweise für das durch die Linie $\alpha\,\beta$ links abgeschnittene Stück, mit Bezug auf den Punkt c als Drehpunkt, die Momentengleichung statt:

$$175 \,.\, ac - 50 \,.\, bc + P_{III} \,.\, cd = 0, \text{ oder}$$

$$350 \,.\, bc - 50 \,.\, bc + P_{III} \,.\, cd = 0, \text{ hieraus}$$

$$P_{III} = -\,300 \text{ Ctr.}$$

Ferner wäre für den Schnitt $\gamma\,\delta$ und den Punkt f als Momentenpunkt:

$$175 \,.\, ae - 50 \,.\, be - 50 \,.\, ce - S_{III} \,.\, ef = 0, \text{ oder}$$

$$3 \,.\, 175 \,.\, ce - 2 \,.\, 50 \,.\, ce - 50 \,.\, ce - S_{III} \,.\, ef = 0, \text{ hieraus}$$

$$S_{III} = +\,375 \text{ Ctr.}$$

Die Spannung irgend einer Vertikalen findet sich dadurch, dafs man durch dieselbe einen schrägen Schnitt legt und für das abgeschnittene Trägerstück die algebraische Summe aller Vertikalkräfte gleich Null setzt; so wäre mit Bezug auf die Schnittlinie $\gamma\,\delta$

$$175 - 50 - 50 - S_4 = 0, \text{ hieraus}$$

$$S_4 = 75 \text{ Ctr.},$$

u. s. w., u. s. w.

Nach den für die einzelnen Verbandstücke berechneten Spannungen läfst sich unmittelbar die Gröfse ihrer Querschnittsfläche beurtheilen.

Die gröfste Inanspruchnahme der Gurtung, in der Trägermitte auf 400 Ctr. berechnet, bedingt einen Querschnitt derselben von

$$\frac{400}{14} = 28{,}57 \;\square\text{Centim.}$$

In welcher Weise die Zusammensetzung dieses Querschnitts erfolgt, ist bereits auf Seite 212 ausführlich erörtert worden. Auch hier empfiehlt es sich, den Bruttoquerschnitt der gezogenen Gurtung, mit Berücksichtigung des Abzuges der Nietlöcher, gröfser anzunehmen, als den der gedrückten Gurtung. —

Der Querschnitt der auf Zug beanspruchten Vertikalen ist in der Regel flacheisenförmig. Bei Ermittelung der Breite dieser Stäbe legt man eine bestimmte Stärke zu Grunde, wobei besonders hervorzuheben, dafs die schwächste Stelle derselben innerhalb der Gurtungen in dem Vernietungspunkte liegt; es erscheint daher gerechtfertigt, den Durchmesser des Nietschaftes der zu berechnenden Breite

des Stabes noch extra hinzuzufügen; dies geschieht wohl selten ausschliefslich an der Nietstelle durch entsprechende Verbreiterung des Stabes, gewöhnlich vielmehr dadurch, dafs man die Breite desselben in seiner ganzen Länge um den Nietdurchmesser vergröfsert; im letzteren Falle entsteht freilich ein erheblich gröfserer Materialaufwand, insofern von jedem Stab ein Blechstreifen verloren geht, dessen Breite gleich dem Durchmesser des Niets ist.

Indem wir hiernach eine konstante Stärke der Stäbe von 1 Centim. und einen Nietdurchmesser von 2 Centim. voraussetzen, ergiebt sich mit Berücksichtigung der oben gefundenen Spannungswerthe, von den Auflagerenden nach der Mitte fortschreitend, eine

Breite des ersten Stabes von $\frac{175}{1.14} + 2 = 14{,}5$ Centim.

- - zweiten - - $\frac{125}{1.14} + 2 = 10{,}9$ -

- - dritten - - $\frac{75}{1.14} + 2 = 7{,}3$ -

- - vierten - - $\frac{50}{1.14} + 2 = 5{,}5$ -

Die an der Befestigungsstelle erforderliche Zahl der Niete berechnet sich aus der Gröfse derjenigen Belastung, welche jeder derselben doppelschnittig überträgt; diese Belastung stellt sich auf

$$2 . r^2 \pi . 14 = 28 \pi = 88 \text{ Ctr.};$$

es bedingt daher die sichere Befestigung jener 4 Arten von Vertikalstäben je

$\frac{175}{88} = 2$ Niete. $\frac{75}{88} = 1$ Niet.

$\frac{125}{88} = 2$ - $\frac{50}{88} = 1$ -

Das Anheften der Stäbe mittelst zweier, oder mehrerer Niete geschieht am zweckmäfsigsten durch Vermittelung einer vertikalen Einlageplatte.

Der Querschnitt der Diagonalen ist häufig winkelförmig, wodurch sie vorzugsweise in den Stand gesetzt werden, dem für sie berechneten Druck erfolgreich Widerstand zu leisten.

Aus der für irgend ein Verbandstück berechneten Spannung läfst sich nun auch die elastische Längenveränderung desselben ermitteln. Es ist nämlich allgemein

$$E = \frac{\sigma}{f \cdot \frac{\lambda}{l}},$$

vergl. Seite 52; hieraus folgt

$$\frac{\lambda}{l} = \frac{\sigma}{f . E}.$$

In Anwendung auf die letzte Vertikale, deren Zugspannung 175 Ctr. beträgt, findet sich daher

$$\frac{\lambda}{l} = \frac{175 . 50}{1 . 14{,}5 . 2000000}, \text{ und}$$

$$\lambda = \frac{1}{3314} l.$$

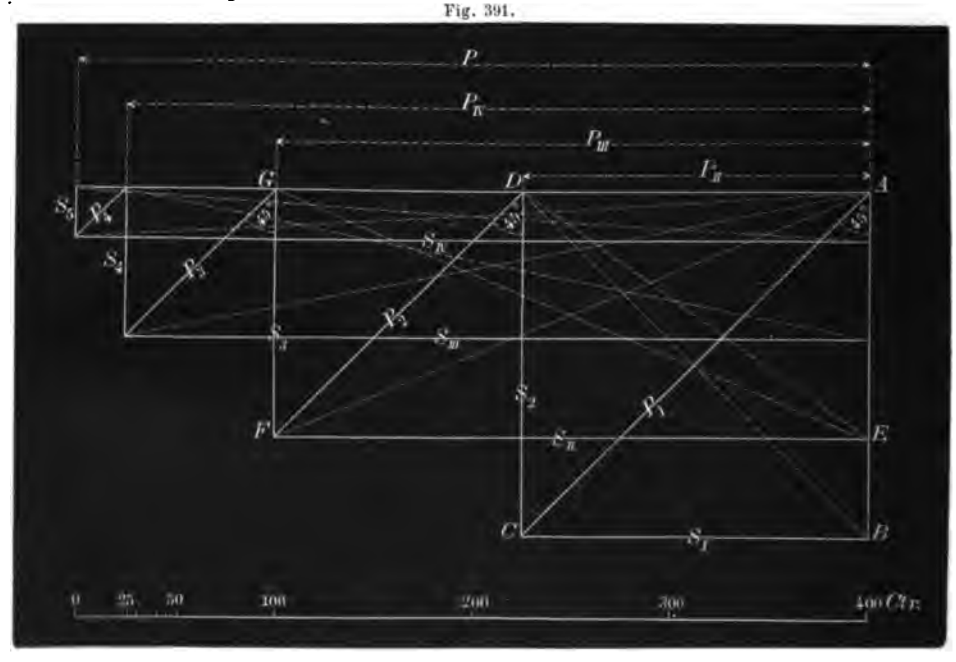
Was endlich noch die Länge x der gufseisernen Auflagerplatte anbetrifft, so ergiebt sich diese aus der Gröfse des Druckes, den der Träger auf jeden der beiden Stützpunkte ausübt. Im vorliegenden Falle beträgt dieser Druck 200 Ctr. Bei einer Breite jener Platte von 30 Centim. und unter der Voraussetzung, dafs das Mauerwerk aus festgebrannten Backsteinen ausgeführt werde, ist

$$x = \frac{200 . 50}{10 . 30} = 33{,}3 \text{ Centim.}$$

Anstatt den Weg der Rechnung einzuschlagen, läfst sich die Spannung der verschiedenen Stäbe auch auf graphostatische Weise, d. h. durch Construction der einzelnen Kräfte-Parallelogramme ermitteln. Es kommt hierbei nur darauf an, die in den Knotenpunkten des Trägers gegebenen Seitenkräfte zu einer Mittelkraft zu vereinigen, resp. diese nach gegebenen Richtungen in zwei Seitenkräfte zu zerlegen. Es geschieht dies, wie nachfolgend erläutert:

Im Punkte a, Fig. 390, sind 3 Kräfte, nämlich die Reaction gegen die Stangenverbindung (175 Ctr.) und die Druckkräfte P_1 und S_I im Gleichgewicht. Man trage daher im Kräfte-Schema, Fig. 391, auf eine Vertikale von A nach B, und zwar nach einem entsprechenden Mafsstabe, 175 Ctr. auf und zerlege die Länge dieser Linie nach den Richtungen $A\,C$ und $B\,C$, wodurch sich die Pressungen P_1 und S_I ergeben.

Fig. 391.



Der Punkt g ferner wird von den Kräften P_1, S_2 und P_{II} angegriffen. Da P_1 bereits gefunden, so wäre nur nöthig, diese Kraft nach den Richtungen $C\,D$

und $A\ D$ zu zerlegen; alsdann ist die Zugspannung S_2 durch die Linie $C\ D$ und die Druckspannung P_{II} durch die Linie $A\ D$ ausgedrückt.

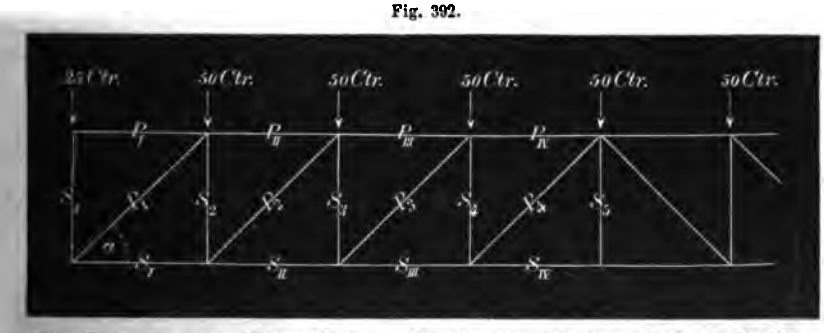
Im Punkte b haben 5 Kräfte ihren Angriffspunkt, von denen die Kräfte S_I und S_2 bereits bekannt sind. Man fasse daher diese beiden letzteren in C, Fig. 391, zu der Mittelkraft $B\ D$ zusammen, vereinige dieselbe mit $B\ E = 50$ Ctr. zu der Mittelkraft $D\ E$ und ziehe von den Endpunkten dieser Linie, parallel zu $b\ c$ und $b\ d$, die Linien $E\ F$ und $D\ F$; diese letzteren repräsentiren dann die Druckkräfte S_{II} und P_2.

Aehnlich verfahre man im Punkte D, wo zunächst aus den Kräften P_2 und P_{II} die Mittelkraft $A\ F$ construirt und diese dann in die Seitenkräfte $A\,G = P_{III}$ und $F\,G = S_3$ zerlegt werden mufs; u. s. w., u. s. w.

Wenn die Gitterträger, wie dies im Hochbau häufig geschieht, als Unterzüge zur Unterstützung von Etagenbalken verwendet werden, so treten die oberen Knotenpunkte als Belastungspunkte auf. Diese Belastungsweise bewirkt in den beiden Gurtungen, sowie in den Diagonalen durchaus keine veränderte Inanspruchnahme; die hierfür berechneten Werthe bleiben vielmehr — unter sonst gleichen Verhältnissen — ganz dieselben, wie im ersten Falle. Nur in Bezug auf die Vertikalen stellt sich eine kleine Abweichung heraus, die schon durch das statische Gesetz begründet ist, dafs in jedem unbelasteten Knotenpunkte die vertikale Componente der Diagonale und der hier angreifende vertikale Stab in algebraischer Hinsicht gleich grofse Spannungswerthe zeigen. Mit Rücksicht hierauf ergeben sich für die Spannungen der Vertikalen, vergl. Fig. 392, folgende Werthe:

$$S_1 = 50 \text{ Ctr.} \qquad S_3 = 75 \text{ Ctr.}$$
$$S_2 = 125 \text{ -} \qquad S_4 = 25 \text{ -}$$
$$S_5 = 0.$$

Fig. 392.



Die Spannungen aller übrigen Constructionstheile sind unmittelbar aus Fig. 390 zu entnehmen.

Es soll nun noch eine kurze Bemerkung daran geknüpft werden, in welcher Weise sich die Spannung einzelner Stäbe ändert, wenn die Diagonalen für beide Hälften des Trägers nicht symmetrisch angeordnet sind, sondern in der ganzen Länge desselben unverändert ihre parallele Richtung beibehalten.

Man denke also einen Gitterträger von der in Fig. 393 dargestellten Form mit einer ungeraden Felderzahl, wobei in jedem der oberen Knotenpunkte die Belastung q wirkt. Es ist zunächst ersichtlich, dafs sämmtliche von der Mittellinie $m\,m$ links befindlichen Diagonalen gedrückt, sämmtliche rechts liegenden Diagonalen gezogen werden. Diese Druck- und Zugspannungen der

Diagonalen sind in den einzelnen correspondirenden Feldern beziehungsweise gleich grofs und nehmen in gleichem Verhältnifs von beiden Enden nach der Träger-

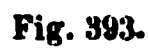
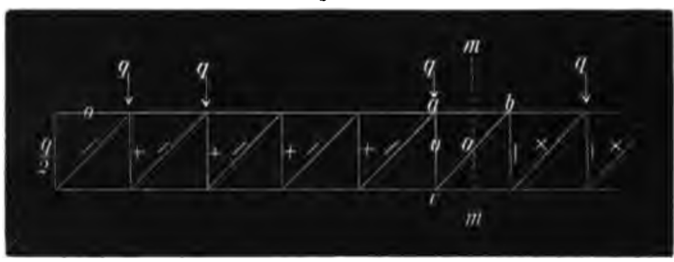


Fig. 393.



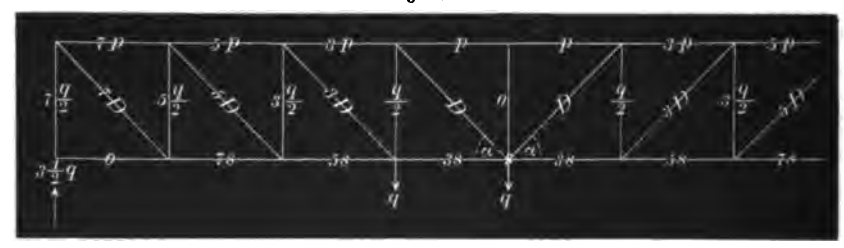
mitte ab. Die von der Mittellinie *m m* geschnittene Diagonale *b c* erleidet daher eine gleich grofse Druck- und Zugspannung und befindet sich in einem spannungslosen Zustande. Dies hat dann aber weiter zur Folge, dafs auch die im unbelasteten Punkte *c* mit ihr zusammentreffende Vertikale *a c* bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung des Trägers spannungslos verbleibt. Mit Bezug hierauf würden die beiden Stäbe *a c* und *b c* entbehrlich sein. Da nun für sämmtliche Schnitte zwischen *a* und *b* die Summe aller Vertikalkräfte gleich Null ist, so liegt in dieser Strecke das gröfste Biegungsmoment, d. h. eine unendlich grofse Zahl von gefährlichen Querschnitten.

Bei einer ungleichmäfsigen Belastung des Trägers wird jedoch das Verhalten der einzelnen Stäbe gegen Zug und Druck einer nothwendigen Modifikation unterworfen sein, ein Fall, über den wir um so leichter hinweggehen können, als Trägerformen, im Sinne der Fig. 393 ausgeführt, zu den Seltenheiten gehören.

Mit Rücksicht darauf, dafs bei einer rationellen Construction solche Verbandstücke, die einer Druck- resp. Zerknickungsfestigkeit zu widerstehen haben, entweder ganz zu vermeiden, oder wenigstens in möglichst geringer Länge zu verwenden sind, wird man das in Fig. 370 dargestellte System, wenn dieses ausschliefslich aus Eisen bestehen soll, nicht für zweckmäfsig erachten können. Es ergiebt sich vielmehr die Nothwendigkeit, in der Stellung der Diagonalen eine Aenderung vorzunehmen, wenn die Bedingung zu Grunde liegt, dafs dieselben nur auf Zug beansprucht werden sollen.

Diese Reflexion führt auf das bereits oben erwähnte System, Fig. 394, welches den bisher betrachteten entschieden vorzuziehen ist, weil bei einer gleichmäfsig ver-

Fig. 394.



theilten Belastung sämmtliche Diagonalen gezogen und nur die Vertikalen gedrückt werden. Die letzteren, welche ihrer geringeren Länge wegen dieser Function leichter genügen, dienen aufserdem noch zur Aussteifung der gedrückten Gurtung, die vor Seitenverkrümmungen sicher zu stellen ist.

Wird in jedem Knotenpunkte der unteren Gurtung wieder eine Belastung von q angenommen, so treten in den einzelnen Verbandstücken die in Fig. 394 angegebenen Spannungsverhältnifse auf; dieselben ergeben sich ganz analog, und aus denselben Schlufsfolgerungen, wie solche der Fig. 389 zu Grunde liegen.

Die mittlere Vertikale ist hier jedoch spannungslos, da sie durch die beiden, unten mit ihr zusammentreffenden Diagonalen vollständig ersetzt wird. Dagegen erleidet sie eine Druckspannung von q, wenn die oberen Knotenpunkte als belastet auftreten. — Sämmtliche Diagonalen sind bei diesem Träger aus Flacheisen, sämmtliche Vertikalen aus Winkeleisen zu construiren.

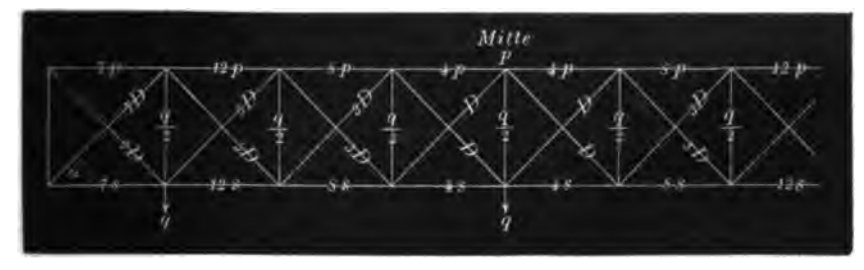
Wenn nun ein Träger von der zuletzt gezeichneten Form bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung auch für ausreichend gehalten werden kann, so gilt dies doch nicht mehr für den Zustand einer schiefen oder ungleichmäfsigen Belastung. Setzen wir beispielsweise den Fall, dafs der Träger in der Strecke ab, Fig. 395, durch einen Eisenbahnzug belastet ist, so würde die in der Träger-

Fig. 395.



mitte befindliche Vertikale ce durch die an ihrem Fufsende sich anschliefsende gezogene Diagonale cd eine Druckspannung erleiden, in Folge dessen sie die Gurtung im Punkte e auf Bruchfestigkeit in Anspruch nimmt. Um diesen Punkt zu entlasten, ist es daher erforderlich, die punktirt angedeuteten Diagonalen einzulegen und zwar nicht allein in die beiden Mittelfelder, sondern auch noch weiter nach den Auflagerenden hin bis zu derjenigen Vertikalen pq, wo die durch die Diagonale qr hervorgerufene Druckspannung durch die in p wirkende Belastung ausgeglichen wird. Diese Hülfsdiagonalen, die bei einer gleichmäfsigen Belastung des Trägers spannungslos sind, gerathen bei schiefer Belastung stets in eine Zugspannung, wobei die Spannung der einem bestimmten Trägerfelde angehörenden Hauptdiagonale den Nullwerth erreicht. Beide Diagonalen erhalten daher die flache Stabeisenform. Der Querschnitt der Vertikalen ist dagegen, wie bereits bemerkt, durchweg winkelförmig zu gestalten.

Fig. 396.



Nimmt man bei den in den Figuren 389 und 394 dargestellten Trägern für die Belastung der unteren Knotenpunkte nur die Hälfte, oder den dritten Theil, also statt q nur $\frac{1}{2}q$, resp. $\frac{1}{3}q$, so werden die Spannungszahlen der einzelnen Verbandstücke auch nur $\frac{1}{2}$, resp. $\frac{1}{3}$ des berechneten Werthes betragen. Man denke nun

jeden von diesen Trägern in den unteren Knotenpunkten mit $\frac{1}{4}\,q$ belastet und beide dann so neben einander gestellt, dafs die Gurtungen und die Vertikalen sich genau decken. Der dadurch entstehende Träger, Fig. 396, repräsentirt das gekreuzte System, bei dem die Inanspruchnahme der verschiedenen Constructionsstücke ohne Schwierigkeit sich aus jenen einfachen Systemen abnehmen läfst.

Was zunächst die Spannung der Vertikalen anbetrifft, so ergeben sich die Werthe hierfür mit Rücksicht darauf, dafs die Stäbe in dem einen System gedrückt, in dem anderen gezogen werden, von der Mitte nach dem Ende fortschreitend, wie folgt:

die Spannung der mittelsten Vertikale $= 0 + 2\,\frac{q}{4} = \frac{q}{2}$

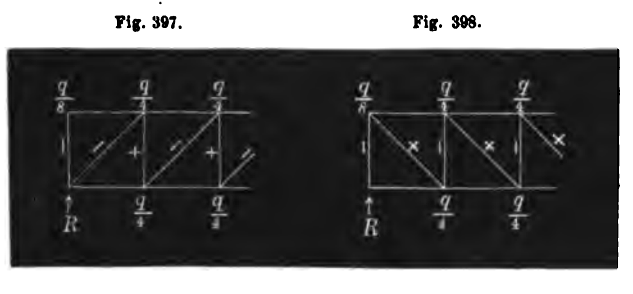
- - - 2ten - $= 3\frac{q}{4} - \frac{q}{4} = \frac{q}{2}$

- - - 3ten - $= 5\,\frac{q}{4} - 3\,\frac{q}{4} = \frac{q}{2}$

etc. etc.

Es erleiden demnach sämmtliche Vertikalstangen eine gleich grofse und constante Belastung, die der eines halben Trägerfeldes gleich ist. Dies gilt jedoch nur für den Fall, dafs die Lastpunkte entweder in der oberen oder in der unteren Gurtung liegen. Ist die Belastung in beiden Gurtungen gleichmäfsig vertheilt, so dafs in jedem Knotenpunkte derselben ein Druck von $\frac{q}{2}$ wirkt, so ist die Spannung der Vertikalen gleich Null. Die Betrachtung der Figuren 397 und 398, welche die beiden, der Fig. 396 zu Grunde liegenden Systeme unter dieser letzten Voraussetzung darstellen, läfst ohne Weiteres erkennen, dafs die Vertikalen (mit Ausnahme der letzten Endaufsteifung) eine gleich grofse Druck- und Zugspannung erleiden und daher spannungslos sind. In Wirklichkeit stellen sich aber gewöhnlich entweder die oberen, oder die unteren Knotenpunkte als belastet dar — mit Ausnahme eines solchen Trägers, der nur sein Eigengewicht trägt — in Folge dessen die Spannung der Vertikalen den oben berechneten Werth $\frac{q}{2}$ annimmt.

Fig. 397. Fig. 398.



Die Spannung der sich kreuzenden, gedrückten und gezogenen, Diagonalen ist felderweise gleich grofs; dieselbe beträgt jedesmal die Hälfte der Spannung von der correspondirenden Diagonale des einfachen Systems. Es ist daher bei dem gekreuzten System die Einheit

$$D = \frac{q}{4} \operatorname{cosec} \alpha.$$

Endlich ist auch die Wertheinheit p, aus der sich die Horizontal-

spannungen in den Abtheilungen beider Gurtungen zusammensetzen, nur die Hälfte von dem, für das einfache System gefundenen Ausdruck; also

$$p = \frac{q}{4} \operatorname{cotg} \alpha.$$

Es bedarf dabei kaum der Erwähnung, dafs die in die einzelnen Gurtungsabtheilungen der Fig. 396 hineingeschriebenen Werthe nicht die volle Spannung, sondern nur den Zuwachs derselben von den Enden nach der Mitte hin angeben; so beträgt also die totale Pressung in der 3ten Abtheilung der oberen Gurtung (vom Ende an gerechnet) 27 p, die in der 4ten Abtheilung 31 p, u. s. w.

Dafs übrigens die Spannung in den Gurtungen eines beliebigen Feldes, algebraisch genommen, gleich grofs ist, folgt schon unmittelbar aus der Gleichheit der Spannung in den beiden Diagonalen dieses Feldes.

Das in Fig. 389 dargestellte und berechnete System würde sich besonders für solche Träger eignen, die theils aus Holz, theils aus Eisen bestehen sollen. Da nämlich die Diagonalen, eine gleichmäfsig vertheilte Belastung vorausgesetzt, durchweg als Streben auftreten, so würden diese, sowie die Gurtungen aus Holz, die Vertikalen dagegen aus Eisen herzustellen sein. Ruht die Belastung dabei ausschliefslich auf der oberen Gurtung, so ist die mittlere Vertikale spannungslos, also eine constructive — Nullität. Bei ungleichmäfsiger Belastung ergiebt sich aber auch hier die Nothwendigkeit, in die mittleren Felder Gegenstreben (Kreuzdiagonalen) einzulegen, die alsdann einer Druckspannung zu genügen haben. Setzen wir beispielsweise in der linken Trägerhälfte eine theilweise Belastung voraus, so bewirkt offenbar die Druckspannung der Strebe mo, Fig. 399, welche sich mit ihrem Kopfende an die Mitte der oberen Gurtung anschliefst, in der Vertikalen mn eine Zugkraft. Es würde daher das untere Gurtungsstück op die, punktirt angegebene, Durchbiegung erleiden, wenn man nicht die beiden Gegenstreben nq und nr zu Hülfe nähme; die letzteren, welche einem Drucke widerstehen müssen, sind auch noch für einige weitere Felder in Anwendung zu bringen. Es wäre aber jedenfalls eine Materialverschwendung, dieselben in der ganzen Trägerlänge einzulegen.

Fig. 399.

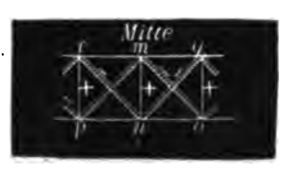
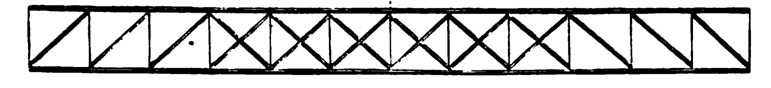


Fig. 400.



Hiernach würde Fig. 400 die zweckmäfsigste Form für einen, aus Holz und Eisen zu construirenden Fachwerkträger darstellen; die Doppellinien bezeichnen diejenigen Verbandstücke, welche aus Holz bestehen.

Dieselben Motive, welche in dem mittleren Theile dieses Trägers die Gegenstreben nothwendig machen, bedingen auch bei dem gekreuzten System, dem eigentlichen Fachwerkträger, eine Modification des Querschnitts der hier befindlichen Diagonalen. Mit Rücksicht auf gröfsere Sicherheit der Construction bei ungleichmäfsiger Belastung construirt man nämlich auch hier die mittleren, links und rechts aufsteigenden Diagonalen als Streben, d. h. aus Winkeleisen, wie dies beispielsweise bei der Flackensee-Brücke (auf der Niederschlesisch-

Märkischen Eisenbahn) geschehen ist. Hiernach wird also ein Träger nach dem Princip des gekreuzten Systems am vortheilhaftesten im Sinne der Fig. 401 zu construiren sein. Derselbe besteht ganz aus Eisen und sind diejenigen Diagonalen, welche einen Druckwiderstand zu leisten haben, durch Doppellinien charakterisirt.

Fig. 401.

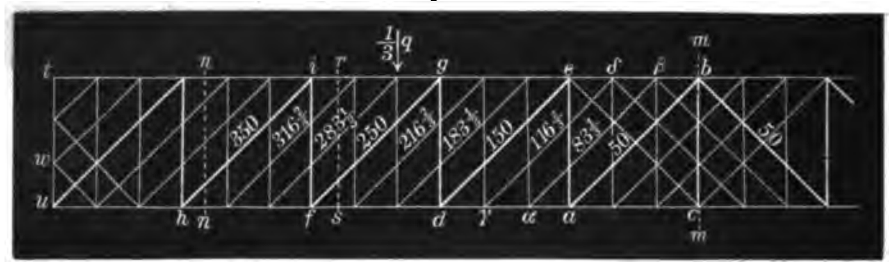


Sind die Felder eines Fachwerkträgers so grofs, dafs die vorhandenen Knotenpunkte für den gegebenen Belastungszustand nicht ausreichen, so schiebt man so viele Zwischensysteme ein, wie dies durch die Zahl der Lastpunkte bedingt wird. Auf diese Weise entstehen Systeme der 2ten, 3ten, allgemein der $n$ten Ordnung, wenn die Länge eines Hauptfeldes dadurch in 2, 3 resp. in n gleiche Theile getheilt wird.

Die Berechnung solcher zusammengesetzten Systeme geschieht dadurch, dafs man die Spannung der zu den Einzelsystemen gehörigen Verbandstücke ermittelt und die der sich deckenden Theile summirt.

Oder man verfahre bezüglich der Gitterstäbe auch in der Weise, dafs man zunächst die Beanspruchung der Diagonalen des ursprünglichen Hauptsystems feststellt und von diesen Werthen auf die nach den Trägerenden hin arithmetisch fortschreitende Spannung der Nebendiagonalen Rückschlüsse macht. Hierbei kann man mit Recht von der Voraussetzung ausgehen, dafs die in der Trägermitte zusammenstofsenden Diagonalen den $n$ten Theil von derjenigen Belastung zu tragen haben, die sich aus der Last eines Haupt-Trägerfeldes ergiebt.

Fig. 402.



Bei dem in Fig 402 gegebenen System der 3ten Ordnung betrage beispielsweise die Belastung in jedem Knotenpunkte des einfachen oder des Hauptsystems q; es resultirt alsdann für die beiden, in der Mitte $m\,m$ zusammenstofsenden Streben des zusammengesetzten Systems der Druck $\frac{1}{3}q$. Nehmen wir an, dafs $\frac{1}{3}q = 72^k$ wäre, so erleidet die Strebe $a\,b$ einen Druck von 50^k, unter der Voraussetzung, dafs das Dreieck $a\,b\,c$ gleichschenklig ist; ferner betragen dann die Pressungen der Streben $de, fg, hi \ldots$ beziehungsweise 150, 250, $350^k \ldots$ In demselben Verhältnifs stellen sich auch die Spannungen der Hauptvertikalen. — Um die Pressungen sämmtlicher Diagonalen der eingeschalteten Nebensysteme zu berechnen, ermittele man die Differenz ihrer Spannungen nach dem Gesetz einer arithmetischen Reihe, von der das erste und das letzte Glied, sowie die Anzahl der Glieder gegeben sind. Diese Differenz d findet sich nach der bekannten Formel:

$$t = a + (n - 1)\,d,$$

worin t das letzte Glied und a das erste der n Glieder bezeichnet. So ergiebt sich also die Spannungsdifferenz der beiden, zwischen den ersten Hauptstreben ab und de befindlichen Nebenstreben

$$d = 33\tfrac{1}{3}^{\mathrm{k}}.$$

Mithin ist die Spannung der Strebe $\alpha\beta$ gleich $83\tfrac{1}{3}^{\mathrm{k}}$, und die von $\gamma\delta = 116\tfrac{2}{3}^{\mathrm{k}}$; auch die Spannungsdifferenz aller übrigen Streben beträgt $33\tfrac{1}{3}^{\mathrm{k}}$.

Wenn unter Beibehaltung der Spannung von ab gleich 50^{k} ein System der 5ten Ordnung vorläge, so wäre

$$d = 20^{\mathrm{k}},$$

und die zunehmende Pressung der Streben ergiebt sich dann aus den Zahlenverhältnissen

50, 70, 90, 110, 130, 150, u. s. w.

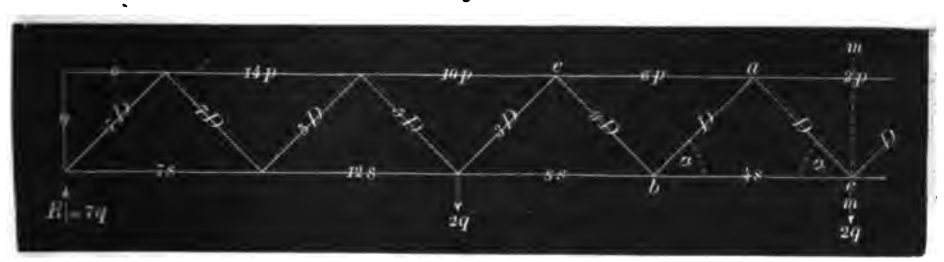
Behufs näherungsweiser Ermittelung der Spannung in den Gitterstäben denke man beliebige Schnitte nn, rs etc. Man berechne nun zunächst die Differenz zwischen der Reaction des linken Stützpunktes und der Summe der, auf das abgeschnittene Stück einwirkenden Belastungen; diese Differenz, welche für den betreffenden Schnitt die Gröfse der Vertikalkraft repräsentirt, kann man, wenn es sich um kein genaues Resultat handelt, auf sämmtliche 3 durchschnittene Stangen als gleichmäfsig vertheilt betrachten, sodafs die vertikale Componente einer jeden, d. h. die Spannung der im unbelasteten Knotenpunkte mit ihr zusammentreffenden Vertikalen, gleich dem dritten Theil jener gefundenen Differenz ist. Dieser Werth, multiplicirt mit $\sqrt{2}$, giebt zugleich die Druckspannung jeder der durchschnittenen Streben, unter der Voraussetzung, dafs ihr Neigungswinkel 45° beträgt.

Die in der vertikalen Endaufsteifung tu auftretende Druckspannung summirt sich in den einzelnen Abtheilungen derselben in der Art, dafs sie in dem untersten Stück uw ihr Maximum erreicht. Sollte daher die Berechnung der Diagonalen von dem Endauflager des Trägers aus erfolgen, so wäre behufs Ermittelung der Spannung der, im Punkte u angreifenden ersten Hauptstrebe von der vollen Reaction R die Gröfse der Pressung in uw abzuziehen. —

B. Das System des gleichschenkligen Dreiecks.

Bei dem in Fig. 403 dargestellten einfachen System des gleichschenkligen Dreiecks soll, unserer früheren Annahme zufolge, die pro Trägerfeld der unteren Gurtung gleichmäfsig vertheilte Belastung q betragen, so dafs in jedem

Fig. 403.



Knotenpunkte dieser Gurtung der Werth $2q$ auftritt. Von der Mitte mm des Trägers ausgehend, hängt demnach jede von den beiden Stangen ac die Last q an

den Punkt a der oberen Gurtung, die also hier durch die Strebe ab unterstützt werden mufs; letztere überträgt auf den Punkt b die Vertikalkraft q, sodafs hier im Ganzen eine Last von $3q$ wirksam ist. Indem diese Last mittelst der Stange be wieder der oberen Gurtung zugeführt wird, tritt für diese um so mehr die Nothwendigkeit einer Unterstützung in dem Punkte e hervor, und es ergeben sich demzufolge für die Inanspruchnahme der Stäbe die in obige Figur hineingeschriebenen Werthe.

Was die Spannung in den einzelnen Feldern der Gurtungen anbetrifft, so läfst sich sowohl für das einfache, wie auch für das zusammengesetzte Town'sche System die allgemeine Regel aufstellen, dafs der Zuwachs an Einheiten p oder s in einer beliebigen Abtheilung derselben in numerischer Beziehung gleich der Summe der Wertheinheiten D in denjenigen beiden Stangen ist, die in dem betreffenden Knotenpunkte zusammenstofsen. So enthalten beispielsweise die in dem Knotenpunkte e zusammentreffenden Diagonalen im Ganzen $3\,D + 3\,D = 6\,D$; dem entsprechend beträgt auch der Zuwachs an Pressung für das Gurtungsstück ae genau $6p$; ein Gleiches gilt für die übrigen Abtheilungen beider Rahmstücke. Hierbei ist die Wertheinheit

$$D = q \operatorname{cosec} \alpha, \text{ und}$$

$$p = s = D \operatorname{cosin} \alpha = q \operatorname{cotg} \alpha;$$

q bezeichnet hierin, wie bereits bemerkt, die **halbe**, in jedem Knotenpunkte auftretende Belastung.

Dafs endlich die Spannungen in den Gurtungsabtheilungen von den Enden nach der Mitte hin sich summiren und hier also mit

$$32\,p = 32\,s$$

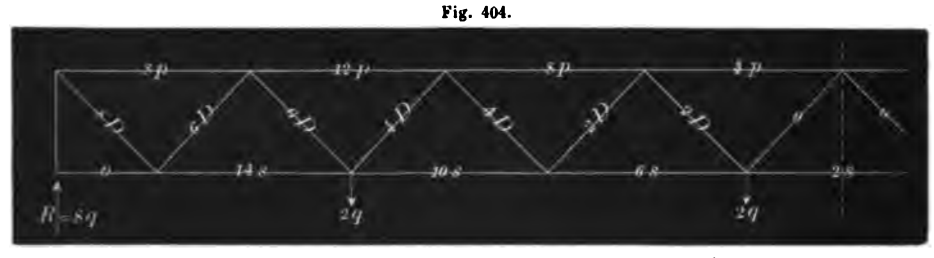
ihr Maximum erreichen, bedarf keiner weiteren Erörterung.

Dasselbe Gesetz, welches hinsichtlich der zunehmenden Spannung in den Gitterstäben bereits beim rechtwinkligen System aufgestellt worden, findet auch, wie aus Fig. 403 ersichtlich, beim Princip des gleichschenkligen Dreiecks seine Bestätigung; denn auch hier erfolgt die Zunahme jener Spannung, sowohl in den gezogenen, wie in den gedrückten Diagonalen, nach den ungeraden Zahlen

$$1,\ 3,\ 5,\ 7\ \ldots.$$

Dieses Gesetz hat hier jedoch nur dann seine Gültigkeit, wenn die **vertikale Mittellinie** des Trägers mit einem **Lastpunkte** der Gurtung **zusammenfällt**. —

Fig. 404.



Wird die Anordnung der Diagonalen jedoch so getroffen, dafs die vertikale Mittellinie **zwischen** zwei belasteten Punkten der oberen oder der unteren Gurtung liegt, so ergiebt sich in den Diagonalen eine Spannung, wie dies Fig. 404 ver-

deutlicht. Es ist hieraus zu ersehen, dafs die Zunahme derselben paarweise nach den geraden Zahlen

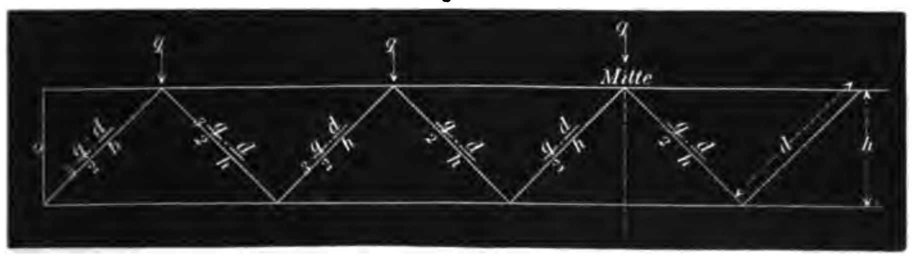
$$0, 2, 4, 6, 8 \ldots.$$

erfolgt.

Hierbei läfst sich noch als allgemeine Regel aufstellen, dafs diejenigen Diagonalen, die in einem unbelasteten Knotenpunkte zusammentreffen, gleich grofse, aber entgegengesetzte Spannungen haben.

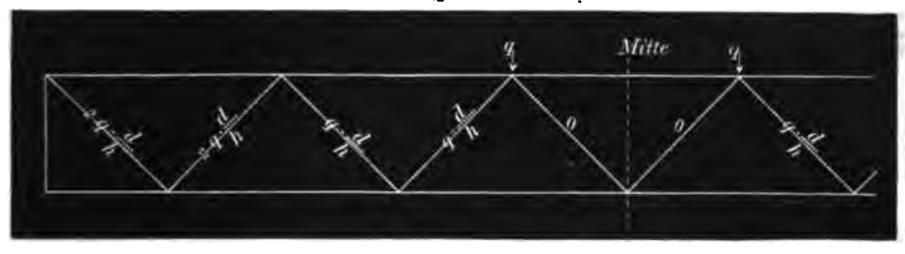
Ausdem Bisherigen geht hervor, dafs es für die Inanspruchnahme der Diagonalen nicht gleichgültig ist, ob die letzte derselben, vom linken, resp. vom rechten Endauflager an gerechnet, eine rechts, oder eine links aufsteigende Richtung verfolgt. Ein Vergleich der beiden Figuren 405 und 406 macht dies

Fig. 405.



hinlänglich klar. Der Grund für die verschiedene Inanspruchnahme derselben liegt einfach darin, dafs, wenn bei einem der gleich langen und gleich hohen Träger

Fig. 406.



die Mittellinie mit einem Lastpunkte zusammenfällt, bei dem anderen Träger dann jedesmal die Mittellinie zwischen zweien solcher Punkte liegen mufs. Bezeichnen wir die Höhe der Träger mit h, die Länge der Diagonalen mit d und die Belastung in jedem der oberen Knotenpunkte mit q, so beträgt die Spannung der beiden, in der Trägermitte, Fig. 405, zusammenstofsenden Streben

$$\frac{q}{2} \cdot \frac{d}{h},$$

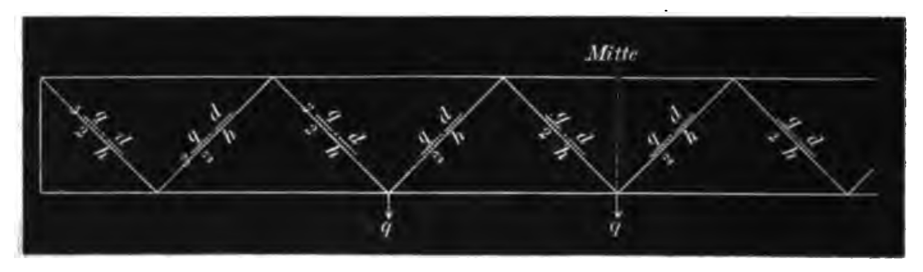
während die Druckspannung derjenigen Streben, welche in Fig. 406 der Trägermitte zunächst liegen, sich durch

$$q \cdot \frac{d}{h}$$

ausdrückt. Hieraus ergeben sich dann die Spannungsverhältnisse aller übrigen Diagonalen, woraus zu ersehen, dafs die letzte, rechts aufsteigende Diagonale in Fig. 405 in höherem Grade beansprucht wird, als die correspondirende links aufsteigende Enddiagonale in Fig. 406.

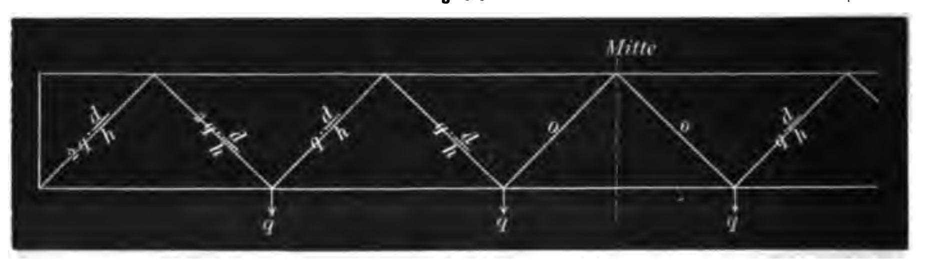
Umgekehrt stellt sich das Verhältnifs, wenn die unteren Knotenpunkte belastet sind, wie dies aus den Figuren 407 und 408 hervorgeht. In diesem Falle ist nämlich die Spannung der letzten, links aufsteigenden Zugstange gröfser, als die der correspondirenden, entgegengesetzt gerichteten Strebe der anderen Figur.

Fig. 407.



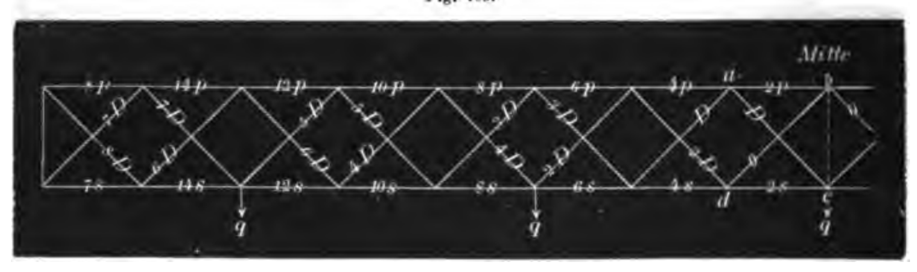
Wenn man nun zwei gleich lange und gleich hohe Träger von der Form der Figuren 403 und 404 in jedem der unteren Knotenpunkte nur halb so stark, also

Fig. 408.



mit q, belastet, und dann beide so gegen einander stellt, dafs die letzten vertikalen Endaufsteifungen sich genau decken, so entsteht dadurch das, in Fig. 409 dargestellte, gekreuzte System des gleichschenkligen Dreiecks. Dasselbe enthält eine

Fig. 409.



doppelt so grofse Zahl von Knotenpunkten; da jedoch in jedem derselben nur die halbe Belastung wirksam ist, so beträgt die Wertheinheit p, resp. s, sowie die daraus hervorgehende Spannung der Diagonalen nur die Hälfte von den oben gefundenen Ausdrücken. Demnach ist:

$$= s = \frac{q}{2} \operatorname{cotg} \alpha,$$

$$D = \frac{q}{2} \operatorname{cosec} \alpha.$$

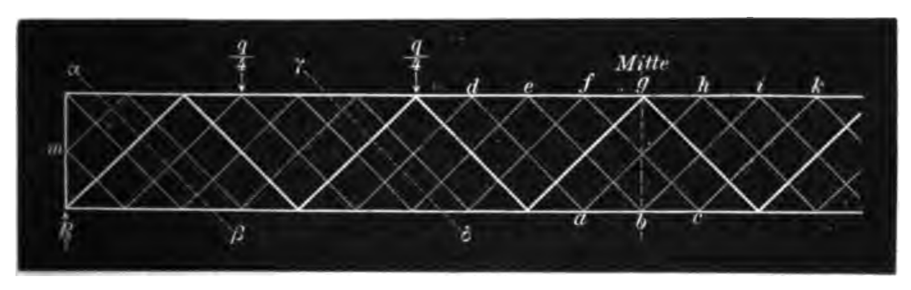
Im Uebrigen lassen sich die Spannungswerthe der Verbandstücke direct aus den Figuren 403 und 404 abnehmen.

Die totale Druck- oder Zugspannung in den einzelnen Abtheilungen der Gurtungen ergiebt sich aus dem Zuwachs der Wertheinheiten $p = s$, der überall hineingeschrieben worden. So beträgt beispielsweise die Pressung in dem mittelsten Theile ab der oberen Gurtung $64p$; da aber p hier nur die Hälfte von dem in den obigen beiden Figuren berechneten Werthe repräsentirt, so stellt sich jene Inanspruchnahme sowohl für das einfache, wie für das gekreuzte System gleich grofs heraus. Für die beiden mittleren Stücke cd der unteren Gurtung wird die Maximalspannung etwas kleiner, nämlich nur $63s$.

Die Spannung zweier sich kreuzenden Diagonalen kann niemals gleich grofs sein; dies folgt schon daraus, dafs jedesmal diejenigen Diagonalen der beiden einfachen Systeme eine gleich grofse Spannung erleiden, welche in einem unbelasteten Knotenpunkte zusammentreffen. Ferner ist noch ersichtlich, dafs zwei in der Trägermitte zusammenstofsende Diagonalen stets spannungslos sind. und zwar betrifft dies die in der oberen, oder die in der unteren Gurtung zusammentreffenden Stäbe, je nach dem die Belastung unten, resp. oben wirkt. Uebrigens erfolgt die Ermittelung der Spannung in den Constructionsstücken eines gekreuzten Systems am vortheilhaftesten in der Weise, dafs man mit der Berechnung von der Mitte nach den Enden hin, und nicht umgekehrt fortschreitet.

Für die mehrfachen Systeme des gleichschenkligen Dreiecks gilt ganz dasselbe, was von den $n$fachen Systemen des rechtwinkligen Dreiecks bemerkt worden. Fig. 410 zeigt ein Town'sches System der 4ten Ordnung. Ist q die

Fig. 410.



Belastung jedes oberen Knotenpunktes für das diesem Princip zu Grunde liegende Hauptsystem, so tritt jetzt in jedem Knotenpunkte nur eine Belastung von $\frac{q}{4}$ auf. Man kann hiernach jedes einzelne System für sich berechnen und die Spannung in den sich deckenden Abtheilungen der Gurtungen summiren.

Die in der Trägermitte sich kreuzenden 6 Diagonalen, welche von den Punkten a, b und c der unteren Gurtung ausgehen, treten als Zugbänder auf, wenn die Belastung gleichmäfsig vertheilt unten wirkt, oder sie sind spannungslos, wenn das obere Rahmstück belastet ist. Dieser letztere Fall trifft hier für die Diagonalen ad, ah, be, bi, cg und ck zu.

Die vertikale Endaufsteifung wird auf Druck- und auf Biegungsfestigkeit in Anspruch genommen. Da von den beiden, in ihrer Mitte m zusammentreffenden Stäben die Spannung der Strebe gröfser ist, als die des Zugbandes, so ist die Differenz der horizontalen Componenten beider als eine Kraft zu betrachten, die

zur Hälfte von der Pressung in der oberen Gurtung abgezogen und zu der Spannung in der unteren Gurtung hinzugerechnet werden mufs.

Wenn es sich nicht um ein ganz genaues Resultat handelt, verfahre man bei der Berechnung der Spannung in den Diagonalen auf folgende Weise: Nachdem die Reaction R aus den Einzelbelastungen q festgestellt worden, denke man einen Schnitt $\alpha\beta$, der die 4 ersten Streben trifft; hiernach bestimme man die Differenz zwischen R und der Summe der, auf das abgeschnittene Stück einwirkenden Einzelbelastungen; diese Differenz mufs durch die 4 durchschnittenen Diagonalen ausgeglichen werden. Nimmt man nun der Kürze wegen an, dafs diese Diagonalen eine gleich grofse Druckspannung erleiden, so wird die vertikale Componente einer jeden gleich dem 4ten Theile jener Differenz sein. Hierauf verlege man den Schnitt nach $\gamma\delta$, und verfahre mit den durchschnittenen Streben in ganz gleicher Weise. Zur Berechnung der Spannung in den gezogenen Diagonalen bedarf es solcher Schnittlinien nicht, da diese Spannungen bekannt sind, wenn man die Druckkräfte der im unbelasteten Knotenpunkte mit ihnen zusammentreffenden Streben berechnet hat. —

Ermittelung des Eisenvolumens und des Gewichts der Gitterträger.

Bei der Berechnung des bei kleineren Gitterträgern auftretenden Eisenvolumens kann, wenigstens in so weit, als sich dieses auf die Gurtungen bezieht, in der Hauptsache auf das verwiesen werden, was bereits bei den Blechträgern hierüber bemerkt worden. Das für die Gurtungen erforderliche Eisenvolumen läfst sich aber für solche Träger, die als Hauptträger bei Eisenbahnbrücken in Anwendung kommen, auf folgende Weise ermitteln: Ist h die Höhe des Trägers, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen, l die Länge desselben, Q die in seiner ganzen Länge auftretende gleichmäfsig vertheilte Belastung, und x die Spannung in einer der beiden Gurtungen in der Trägermitte, so ergiebt sich bekanntlich:

$$\frac{Ql}{8} = hx,$$

$$x = \frac{Ql}{8h}.$$

Für den Fall, dafs

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{10},$$

wird

$$x = \frac{5}{4} Q.$$

Es beträgt also die Spannung in der oberen oder unteren Gurtung, für die Mitte des Trägers, das $\frac{5}{4}$fache von der gleichmäfsig vertheilten Belastung desselben. Hieraus ergiebt sich unmittelbar der theoretische Querschnitt der Gurtung für die bezeichnete Stelle

$$f = \frac{5}{4 \cdot 100} \cdot Q = \frac{1}{80} Q,$$

d. h. der Querschnitt einer Gurtung, in Quadratzollen ausgedrückt, beträgt den 80sten Theil von der gleichmäfsig vertheilten und in Centnern gegebenen Belastung. Diese letztere, welche aus dem Eigengewicht der halben Brücke und der aus dem Eisenbahnzuge resultirenden variablen Belastung besteht, kann

aber pro Träger und pro lfd. Fufs höchstens auf 20 Ctr. angenommen werden. Demnach ist, unter l die Länge desselben in Fufsen verstanden,

$$f = \frac{1}{80} \cdot 20\, l = \frac{1}{4}\, l \text{ (Quadratzolle)},$$

und das Volumen beider Gurtungen

$$\frac{1}{2}\, l^2 \,.\, 12 = 6\, l^2 \text{ (Cubikzolle)}.$$

Der vielfachen Vernietung, und der Stofsverbindungen wegen beträgt aber das Bruttovolumen etwa $\frac{1}{3}$ mehr, also ca.

$$8\, l^2.$$

Für das Decimalsystem stellt sich das Verhältnifs unter obiger Voraussetzung folgendermafsen; es ist

$$f = \frac{5}{4} \cdot \frac{Q}{700} = \frac{1}{560}\, Q,$$

d. h. der Querschnitt einer Gurtung, in Quadratcentim. festgesetzt, beträgt den 560sten Theil von der durch Kilogramme ausgedrückten gleichmäfsig vertheilten Belastung. Da nun diese pro Träger und pro lfd. Meter auf ca. 3000^k angenommen werden kann, so wäre, unter L die Länge des Trägers verstanden,

$$f = \frac{3000}{560}\, L = \text{rot. } 5{,}4\, L \text{ Quadratcentim.},$$

und das Volumen beider Gurtungen

$$2 \,.\, 5{,}4\, L \,.\, L \,.\, 100 = 1080\, L^2 \text{ Cubikcentim.}$$

Das Bruttovolumen beträgt daher

$$\frac{4}{3} \cdot 1080\, L^2 = 1440\, L^2 \text{ Cubikcentim.}$$

Da bei jedem Gitterträger die Querschnitte der einzelnen Gitterstäbe, der veränderlichen Vertikalkraft entsprechend, stetig variiren, so liegt hierin eine Schwierigkeit, das Eisenvolumen sämmtlicher Stäbe summarisch zu ermitteln. Die gröfste Spannung der über dem Endauflager befindlichen Stäbe erfolgt bei gleichmäfsiger und voller Belastung des Trägers, während die gröfste Spannung des mittelsten Stabes bei partieller, und zwar bei einer, auf die halbe Länge desselben aufgelegten Belastung eintritt.

Es sei nun q (Kilogr.) diejenige Belastung, welche aus dem Eigengewicht der halben Brücke, und q' diejenige Belastung, welche aus dem zusätzlichen Druck, d. h. dem eines Eisenbahnzuges, pro lfd. Meter resultirt. Alsdann ist die Vertikalkraft über den Auflagerenden

$$\frac{(q + q')\, L}{2},$$

und in der Mitte des Trägers

$$\frac{q'\, L}{8}.$$

(Vergl. das, was bei dem Blechträger hierüber bemerkt worden.)

Nehmen wir nun an, dafs die Gitterstäbe mit der Horizontalen einen Winkel von 45° bilden, so ist die Spannung des letzten geneigten Stabes am Trägerende

$$\frac{(q+q')\,L}{2}\cdot\sqrt{2},$$

und die Spannung des mittelsten Stabes

$$\frac{q'\,L}{8}\cdot\sqrt{2}.$$

Demnach sind die bezüglichen Querschnitte derselben im Nietloch

$$\frac{q+q'}{2}\cdot\frac{L}{700}\cdot\sqrt{2}, \text{ und } \frac{q'\,L}{8\,.\,700}\cdot\sqrt{2} \;\square\text{Centim.}$$

Es möge nun $q + q'$ auf 3000^k, q' auf 1600^k pro lfd. Meter angenommen werden, wie dies durchschnittlich für Eisenbahnbrücken zutrifft; alsdann verwandeln sich jene Querschnitte in

$$\frac{3000}{2}\cdot\frac{L}{700}\sqrt{2} = 3{,}0\,L, \text{ und}$$

$$\frac{1600}{5600}\,L\,.\,\sqrt{2} = 0{,}404\,L \;\square\text{Centim.}$$

Da die gefundenen Spannungen mittelst ein- oder mittelst doppelschnittiger Niete auf die Gurtungen übertragen werden, so mufs an jeder Befestigungsstelle die Summe der wirksamen Nietschnitte gleich dem Querschnitte des zu befestigenden Stabes im Loche sein. Um also die Zahl der, an jener Stelle erforderlichen Nietschnitte zu erhalten, wäre nur nöthig, den gefundenen Querschnitt eines Stabes durch die Querschnittsfläche eines Nietschaftes zu dividiren. Der Durchmesser des letzteren betrage beispielsweise 2,5 Centim.; alsdann drückt der Quotient

$$\frac{3{,}0\,L}{3{,}141\,.\,1{,}25^2} = 0{,}613\,L$$

die zur Verbindung des letzten Gitterstabes mit der Gurtung erforderliche Zahl der Nietschnitte aus. Es sei etwa

$$L = 13^m,$$

demnach wäre jene Zahl

$$0{,}613\,.\,13 = 8.$$

Bei Anwendung von doppelten Stofsplatten würden daher an jeder Seite des Stofses 4 Niete erforderlich sein.

Bei kleineren Gitterträgern, die in der Praxis des Hochbaues in Anwendung kommen, erhalten die Stäbe gewöhnlich durchweg einen gleich grofsen Querschnitt, der sich nach ihrer gröfsten Spannung über dem Endauflager feststellt. Bezeichnen wir also ihre Länge mit d (Metermafs) und ihre Anzahl mit n, so beträgt das Eisenvolumen sämmtlicher Stäbe in Cubikcentim.

$$\frac{(q+q')}{2}\,\frac{L}{700}\cdot\sqrt{2}\,.\,n\,.\,d,$$

oder, wenn die ganze gleichmäfsig vertheilte Belastung des Trägers durch Q ausgedrückt wird,

$$\frac{Q}{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{700} \cdot n \,.\, d.$$

Variiren jedoch die Querschnitte von der Mitte desselben nach beiden Enden hin, wie dies bei Eisenbahnbrücken in der Regel geschieht, so läfst sich annähernd das Volumen sämmtlicher Stäbe dadurch ermitteln, dafs man zu dem gröfsten und kleinsten Querschnitt derselben das arithmetische Mittel nimmt, und dieses mit dem Product $n \,.\, d$ multiplicirt. Demnach wäre der mittlere arithmetische Querschnitt

$$\frac{1}{2}\left\{\frac{q+q'}{2} \cdot \frac{L}{700}\sqrt{2} + \frac{q' L}{8 \,.\, 700}\sqrt{2}\right\}$$

$$= \frac{1}{16} \cdot \frac{L}{700}\sqrt{2}\,(4\,q + 5\,q'),$$

und das Eisenvolumen sämmtlicher n Gitterstäbe

$$\frac{1}{16} \cdot \frac{L}{700}\sqrt{2}\,(4\,q + 5\,q')\, n \,.\, d \text{ Cubikcentim.}$$

In ähnlicher Weise läfst sich der Querschnitt der vertikalen Stäbe, an den Enden und in der Mitte des Trägers, nach Mafsgabe der hier auftretenden Vertikalkräfte ermitteln, woraus sich dann das Eisenvolumen aller jener Stäbe ergiebt.

Dieses theoretische Volumen ist, um das Bruttovolumen zu erhalten, wieder um $\frac{1}{4}$ zu vergröfsern. Das Gewicht des letzteren findet sich dann auf sehr einfache Weise, indem man das Volumen mit dem Gewicht eines Cubikcentim. Schmiedeeisen ($0^{k}00780$) multiplicirt. Bei allen hierauf bezüglichen Anschlägen bleiben 5 bis 6% Gewichtsdifferenz vorbehalten.

Als Durchschnittssätze können noch folgende gelten:

Bei kleineren Trägern, die im Hochbau zur Verwendung kommen, beträgt das Gewicht derselben pro lfd. Fufs

$$2 \,.\, l \text{ Pfd.},$$

also ihr Totalgewicht

$$\frac{2\,l^2}{100} = \frac{1}{50}\,l^2 \text{ Ctr.}$$

Der Träger kostet ungefähr

$$\frac{2}{5} \text{ bis } \frac{3}{5}\,l^2 \text{ Mark.}$$

Bei gröfseren Gitterträgern, die bei Eisenbahnbrücken als Hauptträger dienen, beträgt das Gewicht pro lfd. Fufs

$$4 \text{ bis } 4{,}5\, l \text{ Pfd.},$$

also das ganze Gewicht derselben bei ziemlich leichter und rationeller Construction

$$\frac{1}{25}\,l^2 \text{ Ctr.}$$

Die Kosten dieses Trägers belaufen sich ungefähr auf

$$1 \text{ bis } 1{,}2\, l^2 \text{ Mark.}$$

Auf das Decimalmafs reducirt, stellt sich das Gewicht eines kleineren Gitterträgers pro lfd. Meter etwa auf

$$10\ L \text{ Kilogr.};$$

es beträgt also das Totalgewicht

$$10\ L^2 \text{ Kilogr.}$$

$$= 0{,}2\ L^2 \text{ Ctr.},$$

und es belaufen sich die Kosten desselben ungefähr auf

$$5 \text{ bis } 6\ L^2 \text{ Mark.}$$

Für gröfsere, im Eisenbahnbrückenbau verwendete Träger ist an Gewicht und an Kosten ca. das Doppelte in Anrechnung zu bringen.

Construction der Gitterträger.

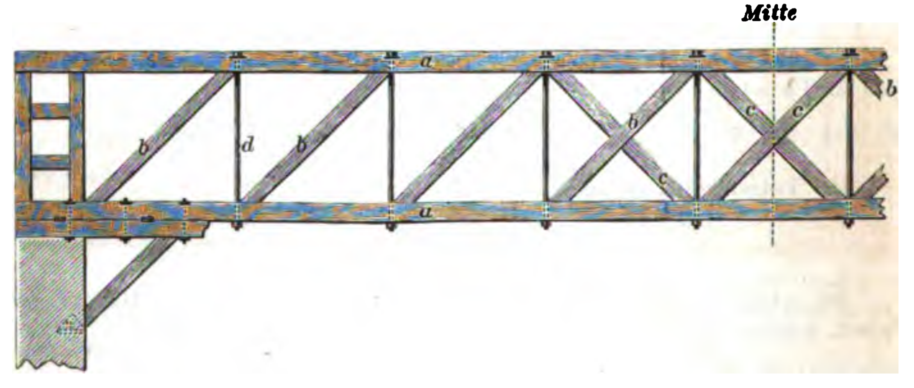
Bei der Berechnung der Gitterträger wurde bereits darauf hingewiesen, dafs die Construction derselben theils aus Holz und Eisen, theils aus Eisen allein erfolgt. Wir unterscheiden demnach:

a) Träger, die aus Holz und Eisen bestehen,

b) Träger, die ausschliefslich aus Eisen construirt werden.

Ad a) Die Anwendung dieser, nach dem sogen. Howe'schen Princip zusammengesetzten Träger beschränkt sich in der Neuzeit wohl lediglich auf die Constructionen des Hochbaues, obwohl dieselben früher auch zu Eisenbahnbrücken verwendet wurden, wie dies noch heutigen Tages in Amerika bei Spannweiten von 15m0 bis 45m0 geschieht.

Fig. 411.



Wie aus der Ansicht des Trägers, Fig. 411, ersichtlich, bestehen die beiden Gurtungen *aa*, sowie die Streben *bb*, aus Holz, die vertikalen, auf Zug in Anspruch genommenen Stangen *d* dagegen aus Schmiedeeisen. Die Streben verfolgen von den Enden nach der Mitte hin eine parallele, für beide Hälften des Trägers aber eine entgegengesetzte Richtung. Aufser diesen, den sogen. Hauptstreben, sind noch die Neben- oder Gegenstreben *cc* erforderlich. Dieselben treten bei ungleichmäfsiger Belastung, und auch dann nur in der Mitte

des Trägers in Thätigkeit, weshalb sie an beiden Enden entbehrlich sind. In dem Kreuzpunkte der Haupt- und Nebenstreben mufs eine Ueberblattung stattfinden, jedoch in der Weise, dafs die ersteren mehr ihre volle Stärke behalten, während die letzteren schärfer ausgeschnitten werden. Der Träger wird auf dem Boden liegend zusammengesetzt, dann vertikal aufgerichtet und durch das Anschrauben der Rundstangen *dd* ... in allen seinen Theilen fest verspannt. Zur Höhe desselben nimmt man im Brücken- und Eisenbahnbau bei Spannweiten bis zu 15^m0 etwa $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ der letzteren, und giebt den Streben eine Stellung unter 45°; jedes Trägerfeld erhält daher eine quadratische Form. Bei gröfseren Spannweiten genügt eine Höhe von $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{15}$ der freien Länge. Wird der Träger im Hochbau, etwa als Unterzug für Etagenbalken und dergl. verwendet, so beträgt seine Höhe durchschnittlich 45 bis 60 Centimeter; die Stärke der Gurtungen ist dabei auf 12 bis 15, die der Diagonalen noch schwächer und der Durchmesser der Hängebolzen auf 1 bis höchstens 2 Centim. anzunehmen. Während diese Mafse bei solchen Trägern, die keine zu grofse Belastung erfahren, in der ganzen Länge derselben als constant zu betrachten sind, werden bei allen Brückenträgern wenigstens die Hauptstreben und die Vertikalen von der Mitte

Fig. 412.

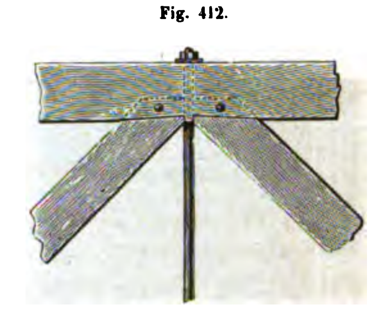
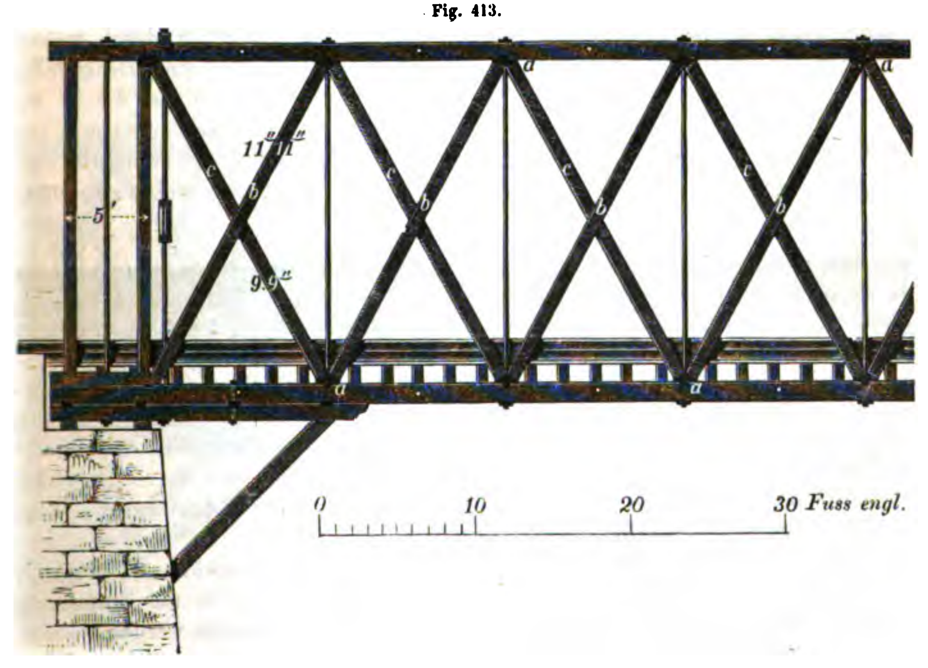


Fig. 413.



nach den Enden hin eine zunehmende Stärke erhalten müssen. Die Gurtungen und die Gegenstreben sind in ihren Querschnittsdimensionen keiner Veränderung unterworfen.

In Figur 412 ist die Verbindung der Strebeköpfe mit der oberen Gurtung in gröſserem Maſsstabe dargestellt; ganz ebenso findet dieselbe im unteren Rahmstück statt. Auch läſst sich hierbei mit Vortheil von guſseisernen Schuhen Gebrauch machen, durch deren Mittelwand die Vertikalstange durchgreift.

Wenn die aus Holz und Eisen construirten Gitterträger als Hauptträger einer Eisenbahnbrücke in Anwendung kommen, so stellt man mehrere solcher Systeme in einer Anzahl von 2 bis 4 nebeneinander auf, und verbindet die einzelnen, in einem Abstande von 3 bis 5 Centim. liegenden Gurtungshölzer durch Dübel und Bolzen. Eine auf diese Weise verstärkte Tragwand zeigt Figur 413 in der Ansicht und Figur 414 im Querdurchschnitt. Es ist aus diesen Figuren zugleich zu ersehen, wie die Köpfe und die Füſse der Streben sich gegen kleine Stützklötze *aa*.. lehnen, die entweder aus hartem Holz, oder besser aus Guſseisen bestehen. Bei allen solchen mehrfach nebeneinander gestellten Trägersystemen, mögen dieselben, wie im vorliegenden Falle aus 3 einzelnen Trägern, oder, wie bei der Brücke über den Missisippi bei Davenport, aus 4 Trägern bestehen, treten die Hauptstreben allemal nur in den äuſseren Wänden auf, während die dazwischen liegenden Wände ausschlieſslich Gegenstreben enthalten; in ihren Ueberkreuzungen werden sie sämmtlich durch Bolzen fest mit einander verbunden. Demzufolge bezeichnen die äuſseren Hölzer *bb*... die Hauptstreben, und die dazwischen befindlichen *cc*... die Nebenstreben. Die letzteren dienen hier gleichzeitig dazu, die Steifigkeit der Trägerwand zu vergröſsern, und sie vor schädlichen Einwirkungen nach der Seite sicher zu stellen.

Fig. 414.



Fig. 415.



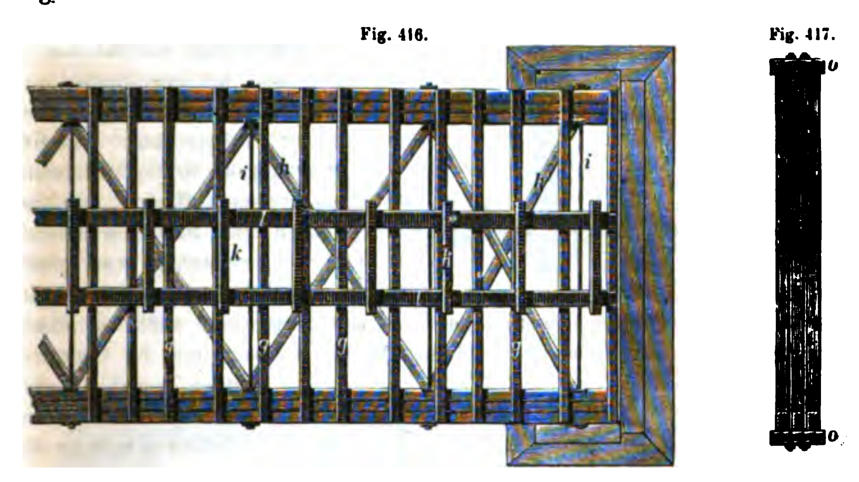
Die Gurtungshölzer, die, wie bereits bemerkt, überall einen constanten Querschnitt erhalten, werden stumpf gestoſsen und nur durch eiserne Dockschienen untereinander verbunden; in der unteren, gezogenen Gurtung wird diese Stoſsverbindung vortheilhafter durch die eingeschobenen Dübelhölzer *dd*... bewirkt, wie dies aus der Ansicht jener Gurtung, Fig. 415, deutlich hervorgeht. Eine Verlängerung des Endauflagers erfolgt durch Sattelhölzer.

Die ganze Höhe eines solchen Trägers kann durchschnittlich auf $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{10}$ seiner freitragenden Länge, die Breite eines Trägerfeldes, d. h. die Entfernung zweier Vertikalstangen von einander, auf $\frac{1}{2}$ der Höhe angenommen werden.

Aus dem, in Fig. 416 dargestellten Grundriſs ergiebt sich endlich noch die Anordnung der Balken und Schwellen zur Unterstützung des Fahrgeleises; unter den, in Entfernungen von durchschnittlich 3′ (engl.) befindlichen Balken *g* sind die Verstrebungen *hh* angeordnet, die an den betreffenden Berührungsstellen durch

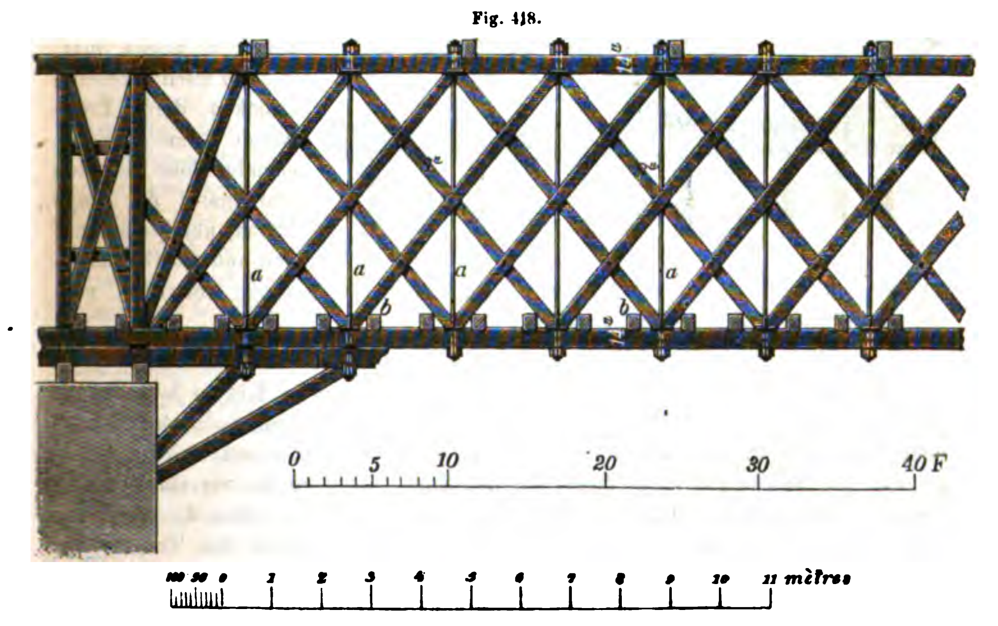
Bolzen an jene Balken angehängt und mittelst der quer durchgreifenden Zugstangen *ii*... in Spannung erhalten werden. In gleicher Weise findet auch eine Aussteifung der oberen Gurtungshölzer statt. Auf den Hauptbalken *g* ruhen die beiden Langschwellen *ll*, welche die Querschwellen *kk*... tragen; auf diesen liegen die Eisenbahnschienen.

Fig. 416. Fig. 417.



Um die Vertikalstangen, welche zwischen die Gurtungen durch die Stützklötze hindurchgreifen, an ihrem oberen und unteren Ende zu verschrauben, bedient man sich entweder der eisernen Unterlagsplatten γγ..., Fig. 414, oder auch der hölzernen Querstücke *oo*, Fig. 417, wie dies beispielsweise bei der **B r ü c k e** zu **W i t t e n b e r g e** über die **E l b e** geschehen ist.

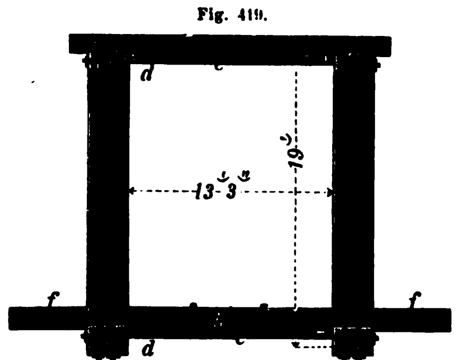
Fig. 418.



Die Ansicht dieser Brücke, Fig. 418, zeigt ein, nach dem Howe'schen Princip construirtes zusammengesetztes System der z w e i t e n Ordnung. Bei der weitesten

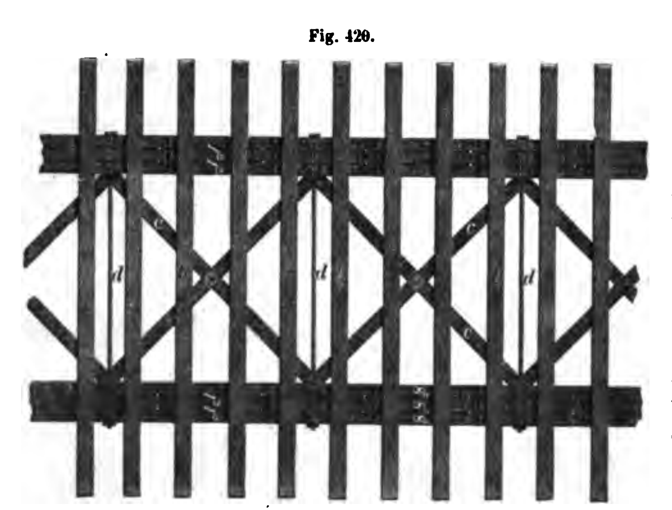
Spannung dieses Trägers von 180′ beträgt die Höhe desselben 19′, also $\frac{180}{10} + 1'$.

Fig. 419.



Die Vertikalstangen *aa* ... sind 6′ 9″ von einander entfernt; zwischen ihnen liegen die Querbalken *bb* ... Die Gurtungshölzer sind 14″ hoch und 8″ breit; der Querschnitt der Streben ist quadratisch und hat eine Seitenlänge von 8″. Auch hier enthalten die beiden äufseren Träger nur Hauptstreben, während in der Mittelwand nur Nebenstreben auftreten; in ihren Kreuzpunkten sind dieselben sämmtlich unter Zwischenlage von zweizölligen Bohlstücken untereinander verschraubt. Um die Seitenschwankungen zu verringern, sind auch bei dieser Brücke, wie die Figuren 419 und 420 im Querdurchschnitt und im Grundrifs zeigen, sowohl die oberen, wie die unteren Gurtungen mittelst der Kreuzverstrebungen *cc* .. fest ausgesteift. Durch die Zugstangen *dd* .. wird dieses System zu einem unverschiebbaren Ganzen verspannt. Die Querträger *b* liegen hier, wie bei allen gröfseren Brücken, deren Tragwände eine ausreichende Höhe für den Durchgang der Züge haben, unmittelbar auf den unteren Gurtungshölzern; indem sie über die letzteren nach beiden Seiten etwas vortreten, entstehen die von Fufsgängern benutzten Wege *ff*.

Fig. 420.



Ad b) Die Construction eines, ausschliefslich aus Eisen bestehenden Gitterträgers unterscheidet sich von der eines Blechträgers nur dadurch, dafs die volle Zwischenwand des letzteren durch ein Gitterwerk ersetzt wird. Ebenso wie die Blechwand dazu dient, die in jedem Querschnitte verschieden auftretende Vertikalkraft auszugleichen, so sollen auch die Gitterstäbe die vertikalen Kräfte übertragen, und die Gesammtbelastung von der Mitte des Trägers auf beide Endstützpunkte zurückführen. Die in einem beliebigen Querschnitte wirksame Vertikalkraft bedingt daher die Totalspannung aller an dieser Stelle durchschnittenen Stäbe. Hieraus folgt aber unmittelbar:

1) Da die eine Hälfte derselben gezogen, die andere Hälfte gedrückt wird,

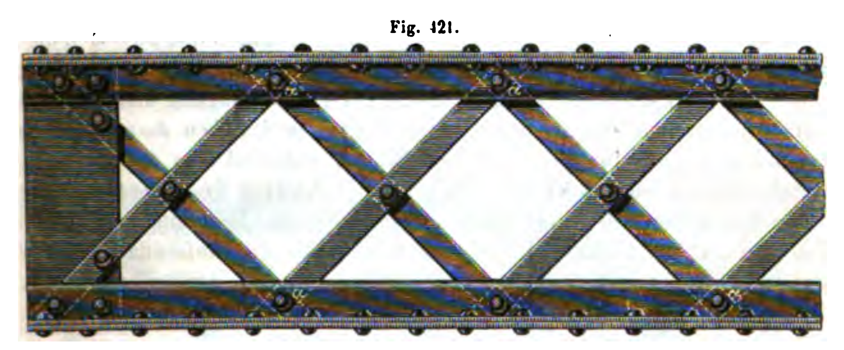
so müssen die letzteren einen solchen Querschnitt erhalten, dafs sie überhaupt einer Druckspannung erfolgreich widerstehen können.

2) Der Querschnitt der gezogenen, sowie der der gedrückten Stäbe mufs, der zunehmenden Spannung entsprechend, von der Mitte nach den Enden hin allmählig gröfser werden.

3) Die Befestigung der Stäbe an den Gurtungen ist um so fester und correcter auszuführen, je näher dieselben den Endstützpunkten liegen.

Was den Querschnitt der Stäbe im Allgemeinen anbetrifft, so ist dieser nicht allein von der Länge des Trägers und seiner Belastung, sondern auch wesentlich von dem Constructionssystem abhängig. Bei engmaschigen Systemen können selbstverständlich, proportional den kleineren Spannungsdifferenzen, auch die Querschnitte der Stäbe geringer sein, während umgekehrt bei einem gröfseren Abstande derselben ihre erhöhte Inanspruchnahme auch einen gröfseren Querschnitt bedingt. Wenn nun auch in beiden Fällen hinsichtlich des erforderlichen Materialaufwandes eine ziemliche Ausgleichung stattfindet, so wird man doch im Allgemeinen dem weitmaschigen Systeme und speciell dem Fachwerkträger, den Vorzug

Fig. 421.



einräumen müssen, und zwar hauptsächlich aus dem Grunde, weil in diesem Falle die Zusammensetzung des Trägers einfacher ist, und die Berechnung der einzelnen Constructionstheile zu einem schnelleren Resultate führt. Im Gegensatz hierzu involviren die engmaschigen Träger, schon im Hinblick auf ihre vielgegliederte Construction, eine nicht unerhebliche Materialverschwendung, insofern die Rechnung wohl selten auf jedes einzelne Verbandstück ausgedehnt, sondern meistens nur strecken- oder abtheilungsweise durchgeführt und hiernach der Querschnitt der letzteren summarisch bestimmt wird. Hierzu kommt noch, dafs die in den vielfachen Kreuzpunkten der Stäbe erforderlichen Niete eine grofse Schwächung derselben zur Folge haben, worauf bei Ermittelung ihres Querschnitts nothwendig Rücksicht zu nehmen ist.

Fig. 422.

Aus den in 1) bis 3) aufgestellten Gesichtspunkten ist nun an sich klar, wie unzweckmäfsig — wenigstens bei gröfseren Trägern — das Material in einer Gitterwand verwendet worden, bei der sämmtliche Stäbe in der ganzen Länge des Trägers einen gleich grofsen Querschnitt erhalten.

Fig. 421 zeigt in der Ansicht, und Fig 422 im Querdurchschnitt einen solchen nach dem gekreuzten Néville'schen Princip ausgeführten Träger. Derselbe findet im Hochbau sehr häufig Anwendung, namentlich zu Hallen- und Deckenconstructionen, als Dachsparren, als Unterzug, selbst als Widerlager für Gewölbe.

Die sich kreuzenden Gitterstäbe liegen übereinander, und greifen an ihrem Kopf- und Fufsende zwischen die vertikalen Schenkel der Gurtungs-Eckeisen, an die sie durch einen Niet a angeheftet werden. Der Befestigungspunkt desselben mufs mit dem Schwerpunkt des Gurtungsquerschnitts möglichst zusammenfallen. Wenn nun auch einer von jenen Nieten — besonders in der Mitte des Trägers — häufig vollkommen genügt, so dürfte diese Verbindung in der Nähe der Endauflager, wo eine gröfsere Vertikalkraft zu übertragen ist, doch in vielen Fällen sich als unzureichend erweisen. Mit Rücksicht hierauf würde bei schwer belasteten Trägern eine Verbindung der Gitterstäbe mit den Gurtungen, wie sie in den Figuren 423 und 424 dargestellt worden, jedenfalls den Vorzug verdienen. Die Stäbe stofsen hier stumpf gegen die, zwischen die vertikalen Eckeisen-Schenkel eingelegte Platte b, mit der sie mittelst der Doppellaschen ll vernietet werden. Der Querschnitt der zur Befestigung dienenden Niete, bei einfachen Laschen einschnittig, bei doppelten Laschen doppelschnittig, mufs hier, wie in allen ähnlichen Fällen, jedesmal dem Querschnitte des Gitterstabes gleich sein. Aufserdem ist der nach Abzug des Nietloches verbleibende Querschnitt dieses letzteren stets derjenigen Belastung entsprechend, die von ihm auf die Gurtung übertragen wird. An die Aufsenfläche der Zwischenplatte b greifen erforderlichen Falls die vertikalen Aufsteifungen an, zu welchem Zweck die nothwendige Anschlufsfläche vorhanden sein mufs.

Fig. 423. Fig. 424.

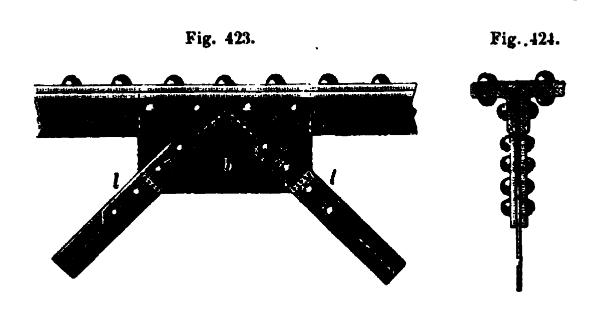
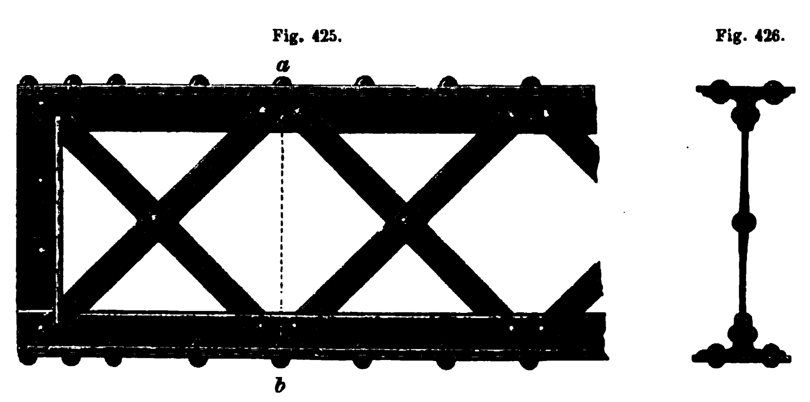


Fig. 425. Fig. 426.

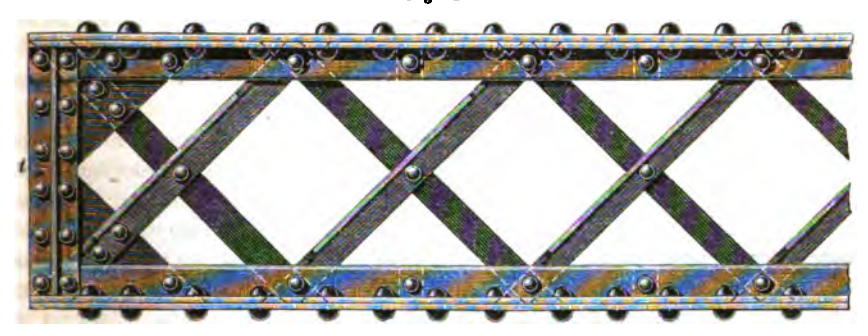


Die in Fig. 425 dargestellte, nicht selten vorkommende Befestigungsweise der Stäbe ist im Allgemeinen nicht empfehlenswerth, weil die Schwerpunktsachsen der in den Gurtungen zusammentreffenden Verbandstücke sich nicht immer in einem Punkte schneiden, wodurch eine Tendenz zur Drehung entsteht; überdies müssen die Gitterstäbe in ihren Kreuzpunkten hier seitlich über einander gebogen werden, wie aus Fig. 426, Durchschnitt nach ab, hervorgeht.

Die vorstehend erwähnten Uebelstände werden bei der in Fig. 427 dargestellten Constructionsweise vermieden. Es ist, wie ersichtlich, hierbei angenommen,

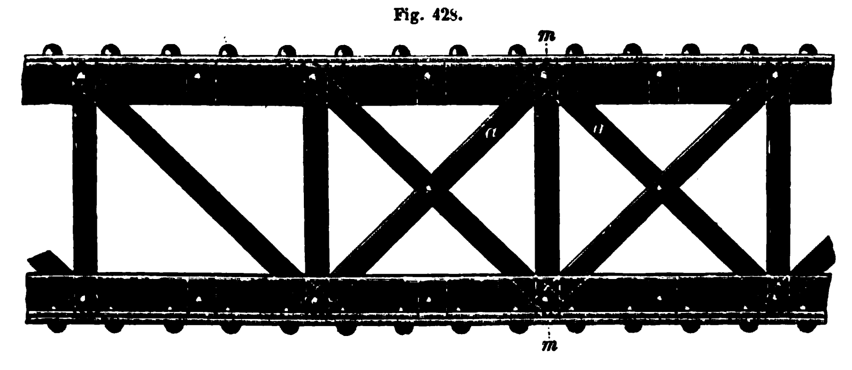
dafs die gezogenen Stäbe aus **Flacheisen**, die gedrückten Stäbe aus **Winkeleisen** bestehen. Die Querschnitte **beider** nehmen nach den Endstützpunkten hin in arithmetischem Verhältnifs zu. Zur **Endaufsteifung**, die einen gröfseren Druck erleidet, dienen die zu beiden Seiten der Gitterwand aufzustellenden

Fig. 427.



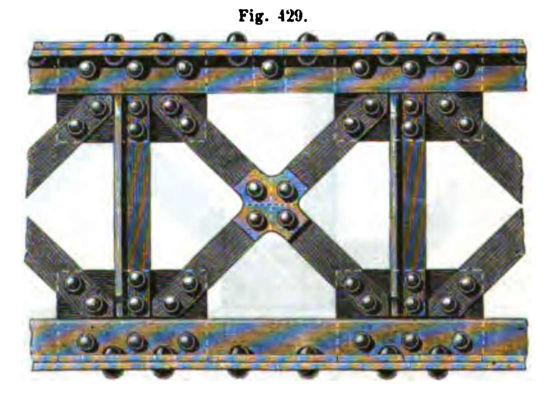
T-Eisen *t*. Wenn zur Befestigung der in den Gurtungen über einand faserdsenen Stabenden 2,5 Centim. starke Niete in Anwendung kommen, so würden diese schon ausreichend sein, die Zugspannung eines 7,5 Centim. breiten und 0,6 Centim. starken Gitterstabes auf die anschliefsende Strebe zu übertragen.

Fig. 428.



Bei dem **einfachen** System des **rechtwinkligen** Dreiecks würde sich eine Stellung und eine Querschnittsform der Stäbe empfehlen, wie dies Fig. 428 veranschaulicht. Die beiden Stäbe *aa*, welche in die der Trägermitte *mm* zunächst befindlichen Felder eingelegt sind, gerathen nur bei **schiefer** Belastung in Spannung; für den Fall, dafs eine solche nicht vorauszusetzen, würden jene Stäbe entbehrlich sein; dasselbe gilt von der durch die Mittellinie geschnittenen Vertikalen, wenn der Träger **nur** in seiner **unteren** Gurtung **gleichmäfsig** belastet ist.

Fig. 429.

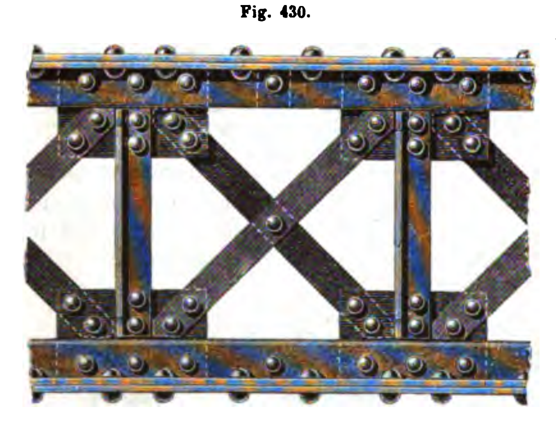


Wenn der Träger bei schwerer Belastung als ein *Fachwerkträger*, in sämmtlichen Feldern mit *Kreuzdiagonalen* versehen, construirt werden soll, so sind unter Anwendung von Einlageplatten in den Knotenpunkten hinsichtlich der Anordnung der Gitterstäbe folgende 4 Fälle zu unterscheiden:

Im ersten Falle, Fig. 429, schliefsen sich die Diagonalen überall an dieselbe Aufsenfläche der Einlageplatte an; sie liegen daher sämmtlich in *einer* Ebene und sind im Kreuzpunkte zwischen 2 Kuppelplatten vernietet. Der Querschnitt der Diagonalen ist hier, wie auch in den 3 nachfolgenden Fällen, in *Flacheisen-* und der der Vertikalen in *Winkelform* gedacht.

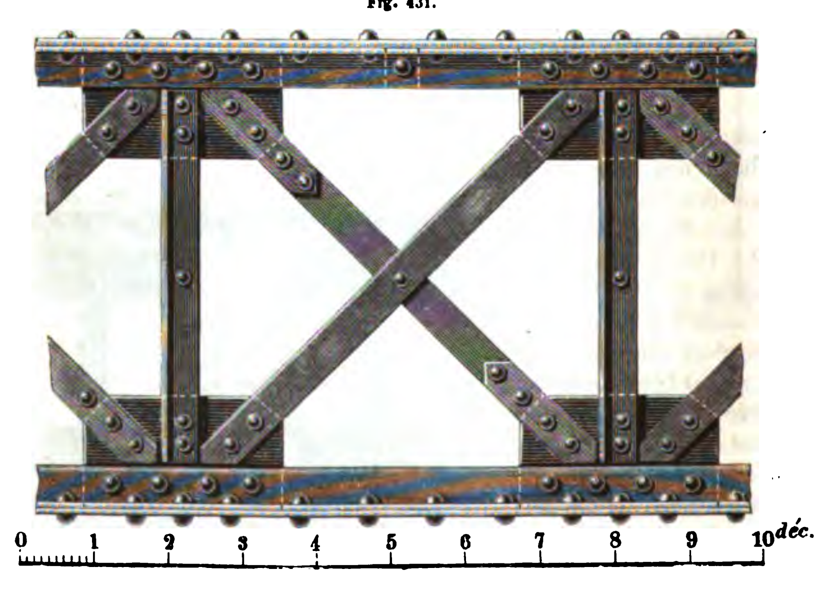
Im zweiten Falle, Fig. 430, sind die Kopf- und Fufsenden der *einen* Diagonale an die Vorderfläche und die der *anderen* Diagonale desselben Feldes an die hintere Fläche des Einlagebleches angeheftet. Der im Kreuzpunkte eingezogene Niet verbindet die Diagonalen mit einem dazwischen gelegten *Futterstück*.

Fig. 430.



Die Schwierigkeit, welche aus der Zusammensetzung derartig complicirter Trägersysteme — und zwar namentlich in den Knotenpunkten — entsteht, wird allerdings häufig schon *für sich allein* für die Beurtheilung der Frage mafsgebend, ob es in solchem Falle nicht vorzuziehen sei, auf die Aufstellung von Gitterträgern *ganz zu verzichten*, und statt ihrer die *Blechträger* zu ver-

Fig. 431.



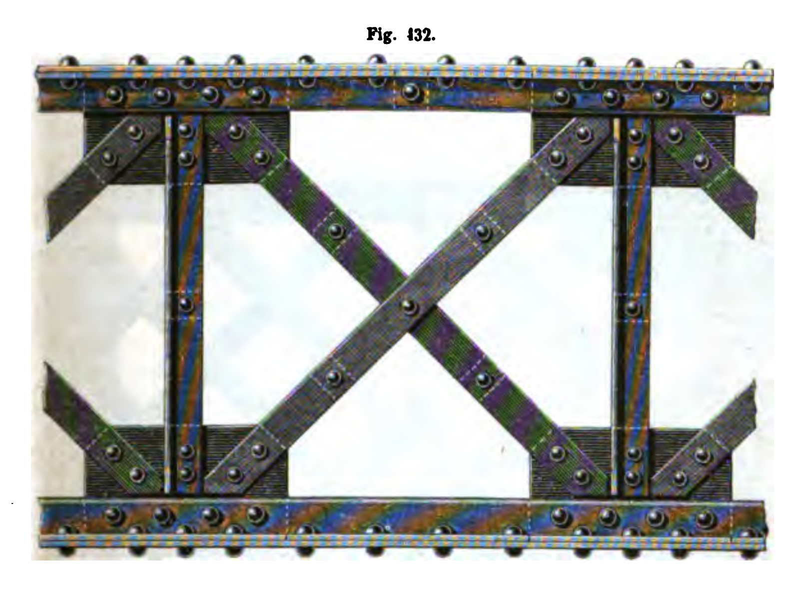
wenden. Wenn auch mit diesen ein noch gröfserer Aufwand an Material ver-

bunden sein sollte, so bietet doch andererseits die Einfachheit ihrer Construction einen nicht zu unterschätzenden Vortheil dar.

Nach Fig. 431 des dritten Falles werden die gedrückten Diagonalen eines jeden Feldes doppelt angeordnet, während die gezogenen Stäbe nur einfach vorkommen und demnach zwischen den beiden ersteren liegen; ihre Befestigung erfolgt an beiden Enden durch Laschenverbindung. Im Kreuzpunkte ist zur Aussteifung der gedrückten Stäbe eine Vernietung erforderlich.

Endlich ist in Fig. 432 angenommen, dafs sowohl die gedrückten, wie die

Fig. 432.



gezogenen Stäbe aus je zwei Flachschienen bestehen sollen. Auch in diesem Falle liegen die gezogenen Diagonalen zwischen den gedrückten Stäben; um die letzteren widerstandsfähiger zu machen, werden sämmtliche Stäbe nach der Mitte allmählig weiter auseinander gebogen und durch einzelne Futterstücke und Niete untereinander verbunden. In gleicher Weise ist auch die gedrückte Gurtung in allen 4 Fällen durch Niet und Einlage auszusteifen.

Die Vertikalen gehören nicht direkt zum System, insofern sie bei der Uebertragung einer gleichmäfsig vertheilten Belastung nicht afficirt werden; sie treten vielmehr erst dann unmittelbar in das System ein, wenn in jedem Felde eine von den beiden Kreuzdiagonalen fortbleiben sollte; in diesem Falle würden dann freilich die übrigen Stäbe eine doppelt so grofse Beanspruchung erleiden und dem entsprechend einen gröfseren Querschnitt erhalten müssen. Auch sind die Vertikalen unbedingt an allen denjenigen Stellen erforderlich, wo sich mit dem Hauptträger der Fig. 432 etwaige Querträger verbinden, die dann mittelst der ersteren angehängt und befestigt werden.

Bei Gitterträgern der leichtesten Construction ist nicht allein die Gurtungsplatte entbehrlich, sondern man könnte unter Umständen auch, ähnlich wie bei den Blechträgern, in jeder Gurtung auf das eine der beiden Winkeleisen verzichten. Die Anordnung der Diagonalen bleibt, bezüglich des einen oder des anderen Systems, keiner Beschränkung unterworfen. Die Fig. 433 und 434 zeigen in der Ansicht, resp. im Durchschnitt nach der Linie $a\,b$, einen derartig construirten Träger,

wobei angenommen, dafs die **rechts** aufsteigenden Diagonalen sich an die **Vorderfläche**, die **links** aufsteigenden Diagonalen sich an die **Hinterfläche** der Eckeisen-Schenkel anlegen. Ein solcher Träger wäre beispielsweise bei Dachconstructionen als **Fette** zu verwenden, wenn, unter der Voraussetzung sehr erheblicher Binderabstände, die gewöhnlichen Winkelfetten nicht mehr ausreichen sollten.

Fig. 433. Fig. 434.

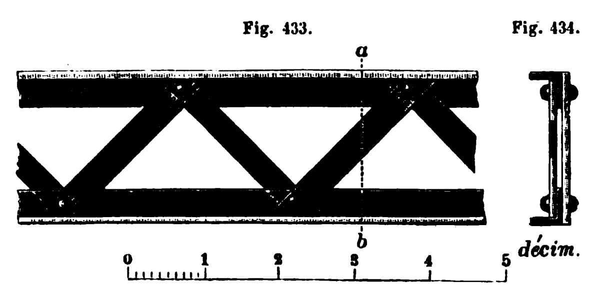
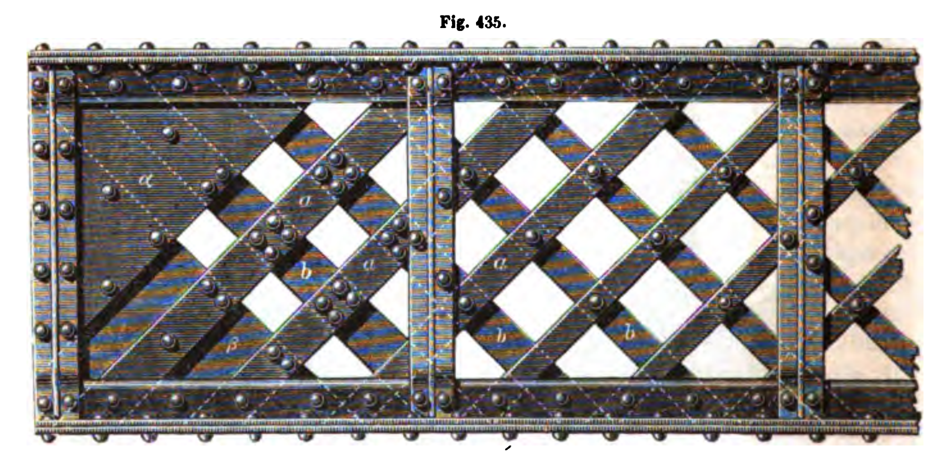


Fig. 435.



Uebrigens liefse sich ein vergröfsertes Widerstandsmoment jenes Trägerquerschnitts noch dadurch erzielen, dafs man in jeder Gurtung die einfachen Winkel durch ein **T-Eisen** ersetzt; an die vertikale Rippe desselben erfolgt dann der Anschlufs der Diagonalen in ganz gleicher Weise, wie dies aus den letzten Figuren ersichtlich.

Fig. 436.



Fig. 437.



Bei langen, zu Eisenbahnbrücken verwendeten Gitterträgern, hauptsächlich des **Town'schen Systems**, sind **regelmäfsig wiederkehrende, vertikale Aufsteifungen** erforderlich, die den gedrückten Stäben einen Theil ihrer Last abnehmen, und zugleich Ausbiegungen des Trägers nach der Seite verhüten sollen. Dieselben verbinden die beiden Gurtungen rechtwinklig untereinander, indem sie zu beiden Seiten der Gitterwand, in der Mitte des Trägers zuweilen in gröfseren, nach den Endauflagern hin in kürzeren Entfernungen, aufgestellt und mit den dazwischen befindlichen Stäben vernietet werden. Ihr Abstand von einander beträgt etwa $1^{m}25$; jeder durch den

Anschlufs von Querträgern entstehende Lastpunkt des Hauptträgers enthält stets eine solche Aufsteifung.

Fig. 438.

Fig 435 zeigt in der Ansicht eine auf diese Weise ausgesteifte Gitterwand wobei über den Stützpunkten derselben zur weiteren Verstärkung die Blechplatten α und β eingelegt sind. Sowohl die gedrückten Stäbe *aa*.., wie die gezogenen Stäbe *bb*.. erhalten nach den Enden hin eine zunehmende Breite, während ihre Stärke wohl ziemlich unverändert bleibt. Die Form der Aufsteifungen ist in dieser Figur einfach T-förmig; in dem Querdurchschnitt, Fig. 436, ist dagegen angenommen, dafs dieselben aus zwei Winkeln *a* bestehen, die mit den sich berührenden Schenkeln unter einander vernietet werden. Die Fig. 437 zeigt den Anschlufs der, mit einer Umkröpfung versehenen Aufsteifung an die obere Gurtung in doppelter Gröfse.

Fig. 439.



Fig. 440.



Bei dem, ebenfalls nach dem Town'schen Princip construirten Gitterwerk der Dirschauer Brücke, welche 26 Systeme des gleichschenkligen, in der Spitze fast rechtwinkligen Dreiecks enthält, bestehen die beiderseitig angebrachten Aufsteifungen aus einfachen Winkeleisen, die in der Nähe der Brückenauflager in $0^m 94$, in der Mitte des Trägers in $1^m 88$ Entfernung aufgestellt sind. Die Gitterstäbe haben hier bei einer Breite von 13 Centim. eine Stärke von 2,6 Centim. erhalten.

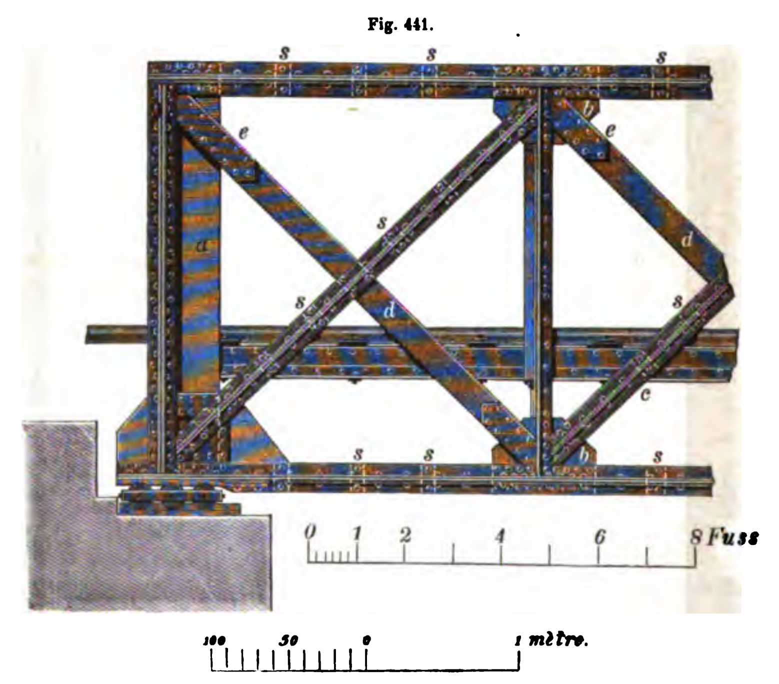
Da die Spannung in beiden Gurtungen von den Trägerenden nach der Mitte hin allmählig zunimmt, so wäre auch der Querschnitt derselben nach dieser Richtung felderweise zu vergröfsern. Die im Hochbau verwendeten Gitterträger erhalten jedoch, wenn nicht aufserordentliche Fälle vorliegen, einen durchweg gleich grofsen Gurtungsquerschnitt, was allerdings eine Vermehrung des Bruttoquerschnittes verursacht. Dagegen tritt bei allen längeren, zu Eisenbahnbrücken verwendeten Trägern die unabweisbare Nothwendigkeit ein, in der Mitte derselben jenen Querschnitt durch Uebereinanderlegen von mehreren Platten zu verstärken, die dann selbstverständlich so anzuordnen sind, dafs der jedesmalige Stofs durch eine volle, darüber befindliche Platte gedeckt wird. So wäre beispielsweise bei zweifach über einander liegenden Gurtungsplatten der Stofs der einzelnen Stücke im Sinne der Fig. 438 anzunehmen. Zur Ueberdeckung der oberen Fugen sind noch die Stofsplatten *aa* erforderlich.

Bei der Gitterbrücke über die Drage (Kreuz-Küstrin-Frankfurter Eisen-

bahn), die zwei durch einen 7′ starken Mittelpfeiler getrennte Oeffnungen von je 55′ lichter Weite überspannt, sind die Deckplatten in der oberen Gurtung der Träger in folgender Weise neben- und übereinander gelegt: Den Eckeisen zunächst befindet sich, vergl. Fig. 439, eine Lage $\frac{3}{4}$zölliger Platten, 9″ breit, in 4 Längen von 16′ 7$\frac{1}{8}$″, 13′ $\frac{3}{4}$″, 15′ 9″ und 16′ 7$\frac{1}{8}$″; darüber eine Lage $\frac{1}{2}$zölliger Platten, 9″ breit, in 2 Längen von 18′ $\frac{3}{4}$″ und 14′ 7$\frac{1}{4}$″. Der Stofs dieser letzteren wird durch eine Stofsplatte von $\frac{7}{8}$″ Stärke und 6$\frac{1}{2}$′ Länge gedeckt.

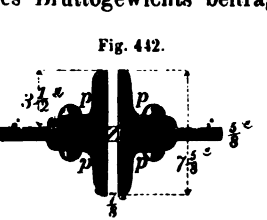
In der unteren Gurtung dagegen sind die Platten, wie aus Fig. 440 ersichtlich, in folgender Weise vertheilt: Unter den Eckeisen liegt zunächst eine Lage $\frac{3}{4}$″ starker und 9″ breiter Platten in 4 Längen von 14′ 8$\frac{1}{8}$″, 17′ 8″, 14′ 11$\frac{3}{4}$″ und 14′ 8$\frac{1}{8}$″; darunter eine Lage $\frac{1}{2}$zölliger Platten, 9″ breit, in den Längen von 16′ 6$\frac{1}{4}$″ und 19′ 11$\frac{3}{4}$″; endlich unter der Fuge derselben eine Stofsplatte von $\frac{7}{8}$″ Stärke und 6$\frac{1}{2}$′ Länge.

Fig. 441.



Um unnütze Stofsverbindungen zu vermeiden, die wesentlich zur Vermehrung des Bruttogewichts beitragen, müssen die Platten stets in möglichst grofsen Längen in Anwendung kommen. Platten von 5 bis 6^{m} Länge sind jedoch als die gröfsten zu betrachten.

Fig. 442.



In mancher Beziehung abweichend ist die Construction derjenigen Brückenträger, welche über den Flackensee (auf der Niederschlesisch-Märkischen-Eisenbahn), vom verst. Geheimen Regierungsrath Malberg entworfen, zur Ausführung gekommen sind. Aus den in der »Zeitschrift für Bauwesen« Jahrgang IX, Heft 1 bis 3, hierüber enthaltenen Mittheilungen entnehmen wir Folgendes:

Die in einem Abstande von 14′ 3″ parallel zu einander aufgestellten Tragwände, von denen Fig. 441 das Endträgerfeld darstellt, sind nach dem weitmaschigen System construirt und in gleichen Entfernungen von 7′ 9″ mit vertikalen Aufsteifungen in der Winkelform versehen. Ober- und Unterrahm wurden durch Diagonalen, unter 45° gestellt, und an den Enden durch die Blechwände *a* verbunden; sie bestehen bei jedem Träger aus 4 Winkeleisen *pp*, Fig. 442, von je $3\frac{1}{2}$″ Schenkellänge und $\frac{9}{16}$″ mittlerer Stärke; zwischen die horizontalen Schenkel derselben sind die Blechplatten *ii* von 7″ Breite und $\frac{5}{8}$″ Stärke eingelegt und mit ihnen vernietet. Beide Gurtungen haben in ihrer ganzen Länge ein gleich grofses Querschnittsprofil von je $23\frac{1}{4}$ Quadratzoll (159 □Centim.), mit Ausnahme in den drei mittleren Feldern der oberen, sowie in dem mittelsten Felde der unteren Gurtung, wo der Zwischenraum *Z* zwischen den vertikalen Eckeisen-Schenkeln noch durch ein Flacheisen von $7\frac{5}{8}$″ Höhe und $\frac{7}{8}$″ Stärke ausgefüllt worden, so dafs der Querschnitt hier 29,92 Quadratzoll (204,6 □Centim.) enthält.

An den Verbindungspunkten der Diagonalen mit den Gurtungen wurden in den, zwischen den Winkeleisen befindlichen und bereits erwähnten Zwischenraum, oben und unten, die schmiedeeisernen Platten *bb*.. eingeschoben, an deren Seitenflächen die Kopf- und Fufsenden der gedrückten Diagonalstäbe *cc*.. vernietet sind. Diese Diagonalen bestehen aus 4, zu dem Querschnitt der Fig. 443 zusammengesetzten Winkeln *qq* ..., deren Stärke und Schenkellänge von den Trägerenden nach der Mitte hin abnimmt; so beträgt ihre Länge im 1ten und 2ten Felde, vom Endstützpunkte an gerechnet, 3″, im 3ten und 4ten Felde $2\frac{1}{2}$″, ihre Stärke aber durchweg $\frac{3}{8}$″. In den 3 mittleren Feldern sind, mit Rücksicht auf ungleichmäfsige Belastung, sowohl die links, wie die rechts aufsteigenden Diagonalen aus je 4 Winkeleisen von $2\frac{1}{2}$″ Schenkellänge und $\frac{3}{8}$″ Stärke angeordnet.

Fig. 443.

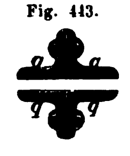
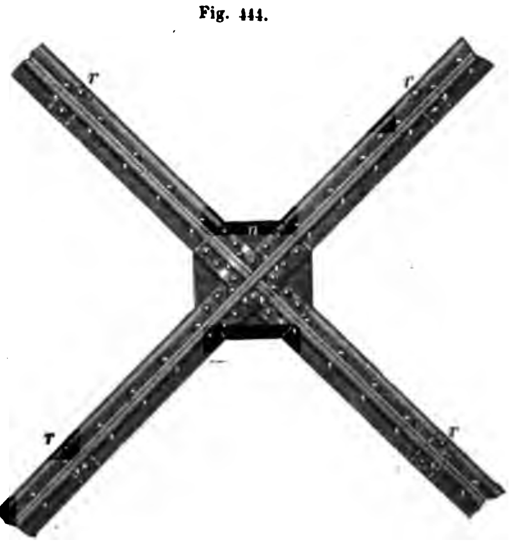


Fig. 444.

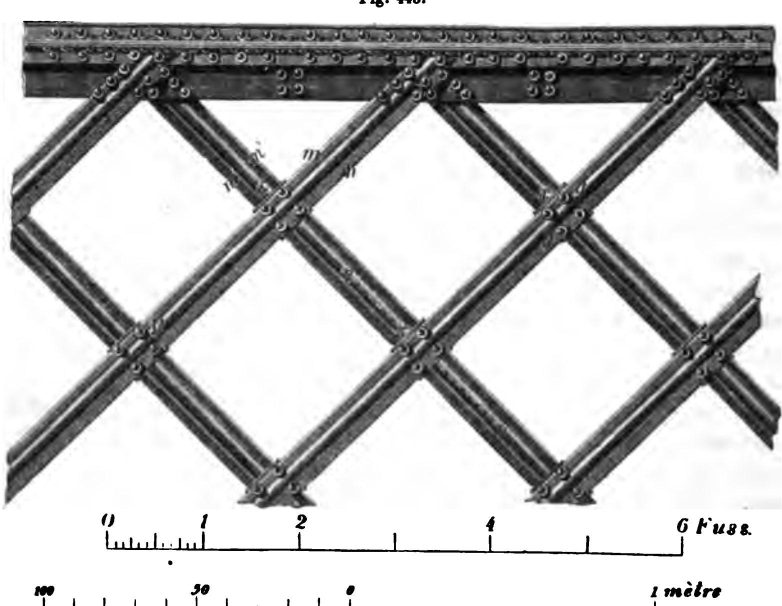


Was die gezogenen Stäbe *dd*.. anbetrifft, so bestehen diese aus Flacheisen von $\frac{7}{8}$″ Stärke; ihre Breite beträgt im letzten Felde 7″, im nächstfolgenden Felde 6″, im 3ten und 4ten Felde nur 5″. Da sie mit den Vertikalblechen *bb* in einer Ebene liegen, so wird der hier entstehende Stofs durch die doppelten Laschen *ee* gedeckt. Im Kreuzpunkte der Diagonalen greifen sie zwischen die gedrückten Stäbe hindurch; in den 3 mittleren Felder dagegen, wo beide sich kreuzende Diagonalen aus Winkeleisen zusammengesetzt sind, geht der gedrückte Stab in ganzer, ungetheilter Länge durch, während der andere aus zwei Hälften besteht, die im Kreuzpunkte stumpf zusammenstofsen; ihre Verbindung geschieht hier mittelst der zwischengelegten Platte *n*, Fig 444, wobei die Enden der getheilten Diago-

nale auf die Winkeleisen der anderen, in ganzer Länge durchgreifenden, aufgekröpft und vernietet sind. Eine weitere Verstärkung tritt noch durch die, zwischen die Eckeisen eingelegten eisernen Futterstücke *r* ein, ähnlich wie auch die, in Fig. 441 angegebenen kleinen Plättchen *ss*.. zur besseren Aussteifung der oberen Gurtung beitragen.

Eine eigenthümliche und patentirte Construction der Gitterstäbe, die auf dem Princip einer gröfstmöglichen Steifheit beruht, ist von dem österreichischen Eisenbahn-Baudirector Ruppert für die Eypel- und für die Gran-Eisen-

Fig. 445.



bahnbrücke — beide in Ungarn — zur Ausführung gekommen. Die erstere dieser Brücken überspannt 3 Oeffnungen, die beiden äufseren 141′ (44ᵐ2), die mittlere 180′ (56ᵐ4) lang. Die Höhe der Tragwände beträgt bei beiden Brücken übereinstimmend 20′ (6ᵐ26). Ihre Construction ist insofern interessant, als sämmtliche Diagonalen, sowohl die gedrückten, wie die gezogenen, aus halben gewalzten Hohlcylindern bestehen, die in ihrer ganzen Länge in der Richtung der Achse mit angearbeiteten Flanschen versehen sind.

Fig. 445 zeigt ein Stück der Vorderansicht dieser Gitterwand. An den Kreuzpunkten der Diagonalen liegen zwischen den Flanschen *mm* und *m′m′* die quadratischen Platten *xx*; dieselben sind durch 4 Niete *y*, 1″ stark und sorgfältig abgedreht, mit beiden Stäben befestigt. Die Niete wurden in das genau cylindrisch ausgeriebene Bohrloch mit grofser Gewalt eingeschlagen, und die Köpfe in kaltem Zustande angearbeitet — ein Ausnahmefall, der sich allerdings nur unter der Voraussetzung rechtfertigen läfst, dafs die Ausführung der Vernietung mit der peinlichsten Sorgfalt geschieht.

Fig. 446.



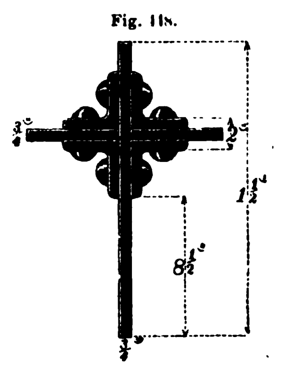
Die Querschnittsform der hohlen Halbcylinder zeigt Fig. 446, wobei zu bemerken, dafs die Breite *ab* bei allen Stäben in der ganzen Länge der Gitterwand gleich grofs ist und etwa 8″ beträgt; ihre Stärke nimmt jedoch von der Trägermitte nach den Enden hin allmählig zu und mifst durchschnittlich $\frac{1}{2}$″; der Durchmesser des inneren Cylindermantels *n*, Fig. 445, beträgt 3$\frac{1}{2}$″. Durch diese Form erhielten die Stäbe, und mit ihnen zugleich die ganze Tragwand, eine so grofse Steifigkeit, dafs sämmtliche Aufsteifungen entbehrt werden konnten. Stäbe von der gezeichneten Form sind unter dem Namen Ruppert-Eisen bekannt; geht indessen die Cylinderform, wie aus Fig 447 ersichtlich, allmählig in die gerade Flansche über, so entsteht das sogen. Barlow-Eisen.

Fig. 447.

Das Auswalzen der, etwa 34′ (10m64) langen, halben Hohlcylinder erfolgte für beide Brücken auf einem, dem Baron Reichenbach gehörigen Hüttenwerk in Ternitz bei Gloggnitz.

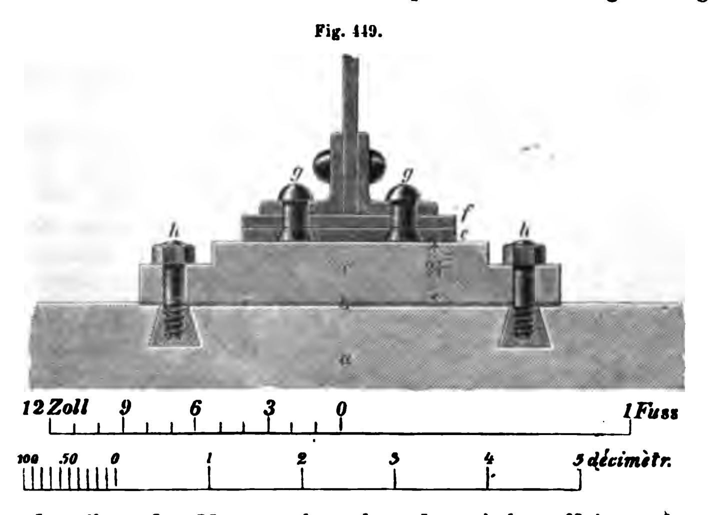
In Fig. 448 ist noch der Querdurchschnitt durch eine Gurtung mit eingeschriebenen Mafsen dargestellt.

Fig. 448.



Was speciell das Endauflager der Gitterträger, oder überhaupt der genieteten Träger anbetrifft, so ist dieses entweder fest oder beweglich (verschiebbar). Das feste Auflager wendet man nur bei kleineren Trägern an, deren Länge etwa 10m nicht überschreitet und deren Auflagerdruck daher nicht zu bedeutend ist. Bei allen längeren und schwerbelasteten Trägern dagegen, bei denen die Reibung am Auflagerende aus dem hier entstehenden grofsen Druck sich erheblich vermehrt, stände mit Recht zu befürchten, dafs bei einer durch Temperaturveränderung hervorgerufenen

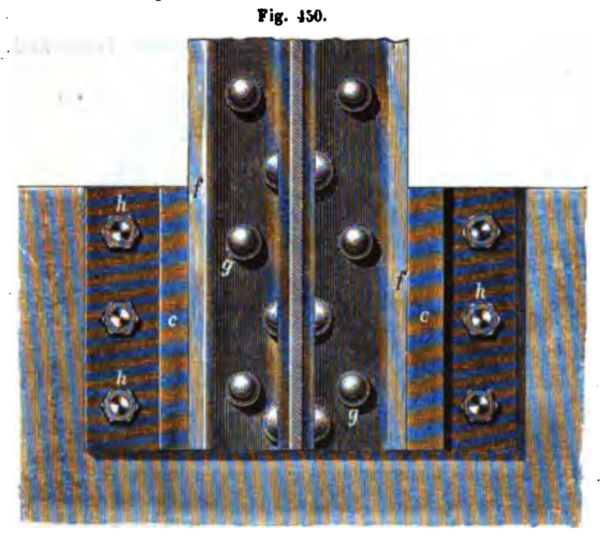
Fig. 449.



Bewegung derselben das Mauerwerk mehr oder minder afficirt und aus seinen

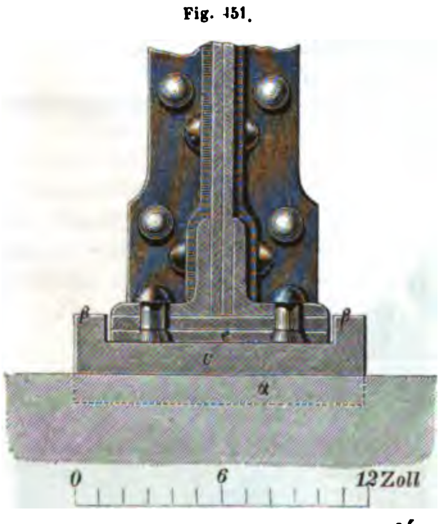
Fugen gerissen wird. Um derartige Bewegungen in ihren Folgen möglichst unschädlich zu machen, ordnet man in solchem Falle entweder an beiden Enden des Trägers, oder auch nur an einem Ende desselben ein verschiebbares Auflager an.

Fig. 450.



In den Figuren 449 und 450 ist im Querdurchschnitt und im Grundrifs ein festes Auflager dargestellt. Auf das möglichst glatt bearbeitete, an seiner Oberfläche genau zugerichtete Werkstück *a* wird eine Lage dünnflüssigen Cements *b* aufgetragen, und auf diese eine gufseiserne Platte *c* von 30 bis 45 Centim. Breite und 5 bis 6 Centim. Stärke verlegt. Die Länge dieser Platte ist gleich der des ganzen Endauflagers, wofür etwa $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ der Trägerhöhe gerechnet werden kann. Von gleicher Länge ist die Gufsstahlplatte *e*, die unter die Gurtungsplatte *f* gelegt und durch die Niete *g* mit versenkten Unterköpfen befestigt wird; statt dessen erhält auch wohl die Stahlplatte an ihrer Unterfläche Arbeitsleisten, in denen die gewölbten Nietköpfe Platz finden.

Fig. 451.



Die Verbindung der gufseisernen Platte mit dem Werkstück geschieht an beiden Seiten des Trägers mittelst mehrerer Steinschrauben *hh*; dieselben werden in vierkantige, in Form einer abgekürzten Pyramide sich erweiternde Löcher eingesetzt und mit Blei vergossen.

In Fig. 451 tritt eine kleine Abänderung des festen Auflagers nur dahin hervor, dafs die gufseiserne Auflagerplatte *c* an den beiden längeren Seiten und an der Rückwand mit den aufgehobenen Rändern β versehen ist; zwischen diesen ruht der Träger mit der stählernen Unterplatte *e* auf der glatt bearbeiteten Oberfläche jener Platte. Einem Verschieben dieser letzeren wird durch die an beiden Enden angegossenen Querrippen α vorgebeugt, die in dem Werkstück durch Bleivergufs ihre Befestigung erhalten.

Bei Spannweiten über 10 bis 12^{m} ist es unbedingt zweckmäfsiger, das End-

auflager verschiebbar einzurichten, d. h. das Ende der Gitterwand auf ein System von Stahlwalzen zu legen, die um ihre Achse beweglich und auf der Drehbank genau cylindrisch abgedreht sein müssen.

In Fig. 452 ist der Querdurchschnitt eines solchen Auflagers, in Fig. 453 der Längendurchschnitt, und in Fig. 454 die Grundrifsanordnung der Rollen dargestellt. Die Anzahl, ebenso wie der Durchmesser dieser, mit *a* bezeichneten Walzen ist im Allgemeinen von dem Drucke des Trägers auf das Endauflager abhängig. Je geringer die Zahl der beweglichen Rollen, desto gröfser mufs ihr Durchmesser werden, und umgekehrt. Nach Schwedler's Angabe darf der Druck einer ebenen gufs- oder schmiedeeisernen Fläche pro Zoll (2,5cm) des Durchmessers der Walze und auf jeden Zoll ihrer Länge, 1 Ctr. betragen, obwohl nicht zu leugnen, dafs diese Belastung in den meisten Fällen schon eine Ueberanstrengung des Materials zur Folge hat. Die Zahl der Walzen beträgt durch-

Fig. 452.

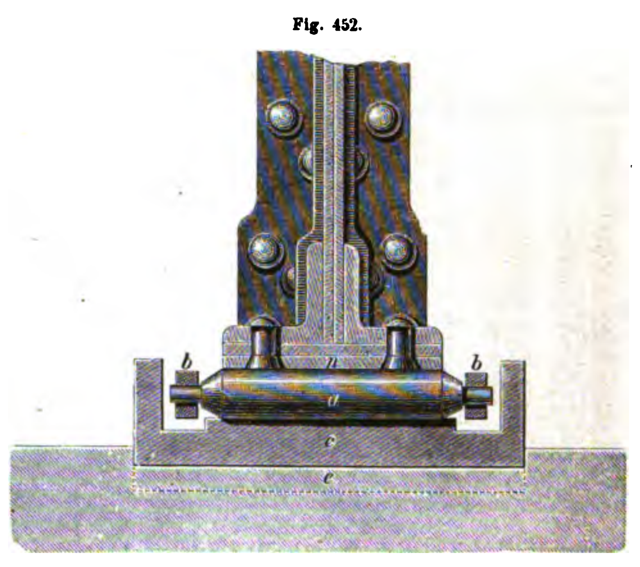
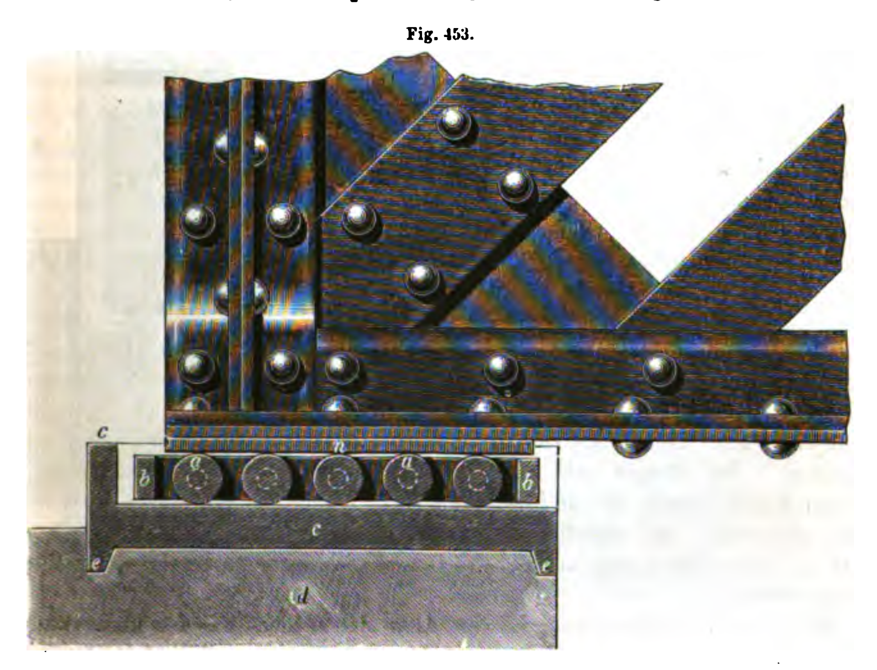


Fig. 453.



schnittlich 5 bis 8, bei einem Durchmesser von 6 bis 12 Centim. Dieselben werden in kurzen Entfernungen von ca. 2 Centim. parallel neben einander



Fig. 454.

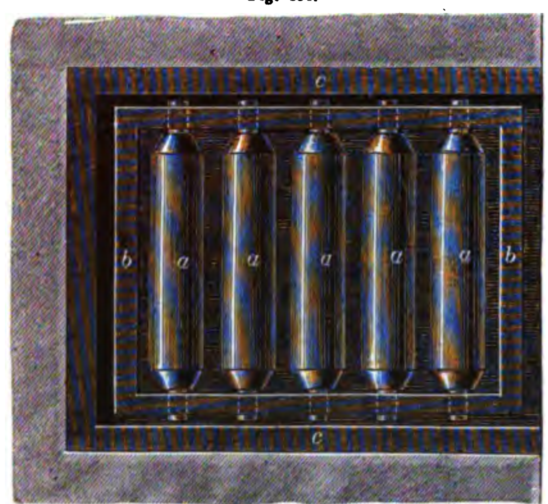
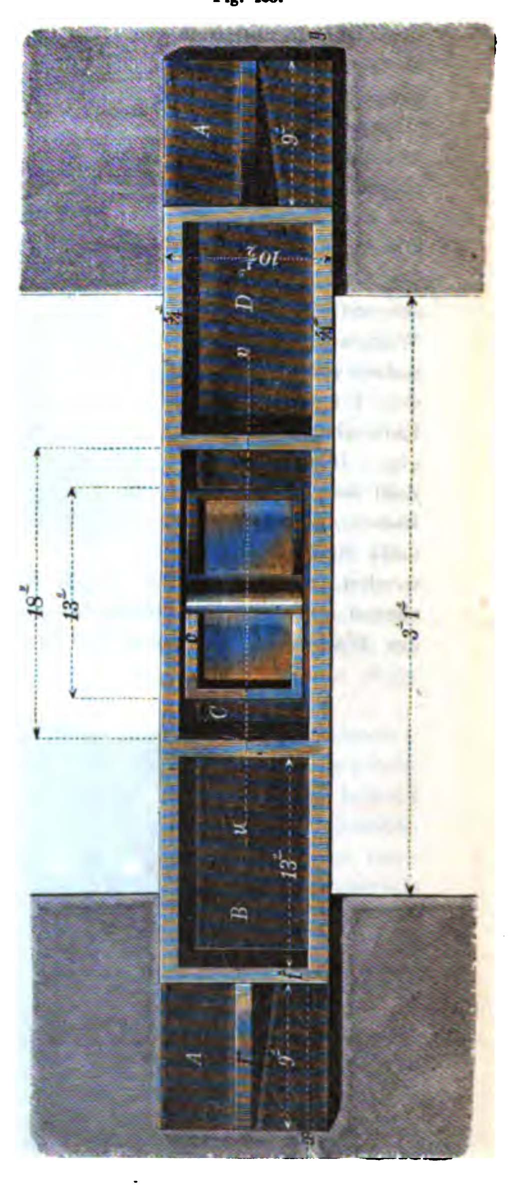


Fig. 455.



verlegt, und mittelst ihrer an beiden Enden angedrehten Zapfen mit den Seitenwänden eines eisernen Rahmens *b* verbunden; der letztere (auch Zarge genannt) hat den Zweck, die richtige Aufstellung der Rollen zu erleichtern, und sie bei eintretender Bewegung in ihrer parallelen Lage zu erhalten. Die Bewegung erfolgt auf einer gufseisernen Platte, oder, wie hier angenommen, in dem gufseisernen Kasten *c*, dessen Bodenplatte an ihrer Oberfläche, um den Reibungswiderstand möglichst zu verringern, auf der Hobelmaschine genau abgerichtet und polirt werden mufs. Um diesem Kasten ein unverschiebbares Auflager zu sichern, versieht man ihn — in Uebereinstimmung mit Fig. 451 — mit den angegossenen Rändern *e*, die in conform gestaltete Falze des Werksteinstückes *d* eingreifen. Der Träger ruht unmittelbar auf den Rollen mittelst der an ihrer Unterfläche gehobelten und polirten Gufsstahlplatte *n*, deren Befestigung mit der Gurtung durch Niete mit versenkten Unterköpfen erfolgt.

Mit diesem Rollensystem ist im Allgemeinen der Uebelstand verknüpft, dafs der Auflagerdruck des Trägers sich nicht stets gleichmäfsig auf sämmtliche Walzen vertheilt, indem nach erfolgter Durchbiegung desselben die vorderen Rollen entschieden mehr belastet werden, als die hinter ihnen befind-

Fig. 456.

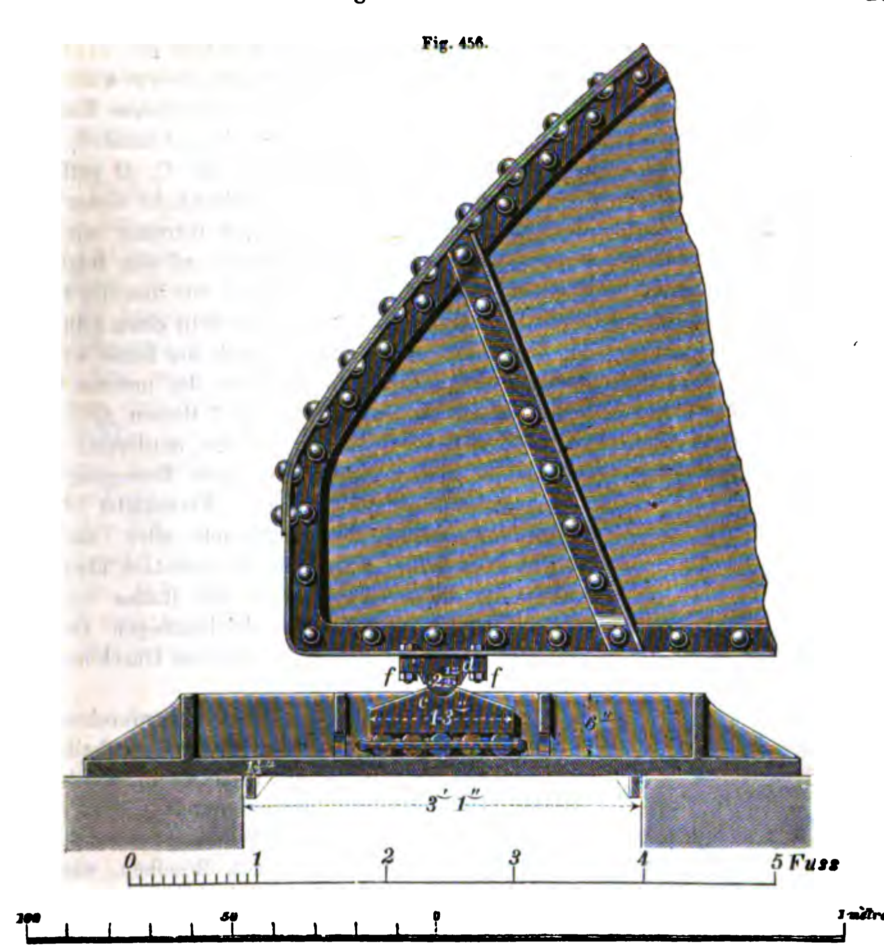
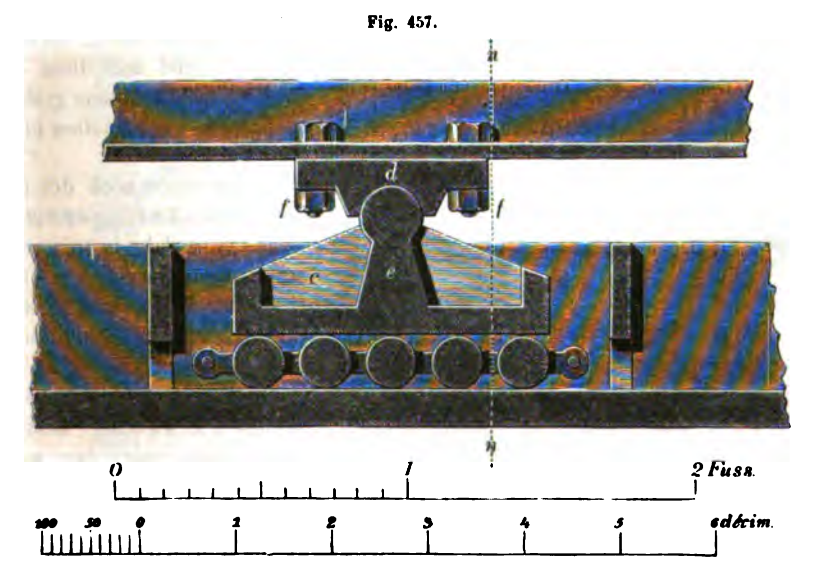


Fig. 457.



lichen. Diesem Uebelstande wurde bei dem beweglichen Auflager der sichelförmigen Träger, welche die Decke und das Dach des grofsen Börsensaales in Berlin tragen, auf sehr einfache Weise abgeholfen. Der gufseiserne Kasten, welcher an beiden Enden AA in einer Länge von $14\frac{1}{2}''$ aufruht, ist nämlich, wie aus dem Grundrifs, Fig. 455, ersichtlich, in 3 Abtheilungen B, C, D getheilt, deren mittlere das verschiebbare Auflager enthält. Das Eigenthümliche dieser Anordnung besteht nun darin, dafs die Verbindung der unteren Gurtung mit den Rollen nicht direct, sondern durch Vermittelung eines kleinen, auf den letzteren ruhenden kastenförmigen Rollwagens c hergestellt ist, wie dies die Figuren 456 und 457 veranschaulichen. Die erstere dieser Figuren stellt einen Längendurchschnitt nach der Linie xy, die andere einen solchen nach der Linie uv des Grundrisses dar. Es geht hieraus hervor, dafs die Winkeleisen der unteren Gurtung (eine Gurtungsplatte ist hier nicht vorhanden) mittelst der 4 Bolzen ff.. mit dem Sattelstück d befestigt sind; dasselbe balancirt auf der mittleren, eben cylindrisch abgerundeten Querwand e, und gestattet eine freie Bewegung des eben erwähnten Rollwagens. Vermittelst dieser Anordnung bleibt die Resultirende aller, auf das Auflager gerichteten Druckkräfte constant über der Mitte des letzteren, so dafs die Rollen selbst dann noch unter einem gleichmäfsigen Drucke stehen, wenn der Träger bereits eine Durchbiegung erlitten.

Fig. 458.

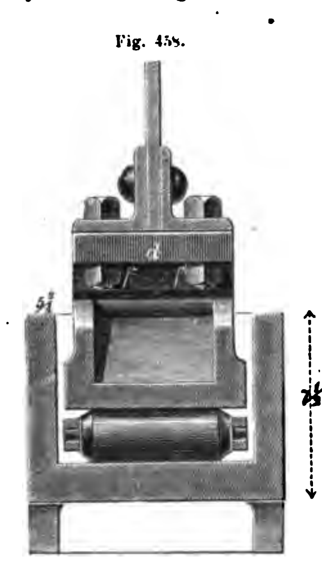
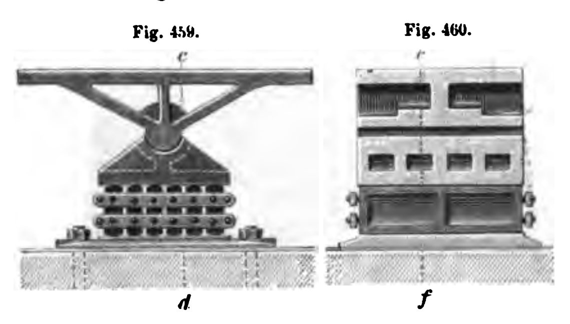


Fig. 458 zeigt noch einen Querdurchschnitt nach der Linie nn der Fig. 457. Unterhalb der $1\frac{1}{2}''$ starken Bodenplatte des Hohlkastens wurden in ganzer Breite desselben kleine, durch je zwei Endrippen ausgesteifte Querwände angegossen, die 1″ stark und 2″ hoch sind; da sich dieselben, wie aus Fig. 456 ersichtlich, an die Innenflächen der oben doppelt auftretenden Umfassungsmauern des Saales anschliefsen, — die innere Mauer ruht als »Säulenmauer« auf einer doppelt übereinander stehenden inneren Säulenstellung — so ist auf diese Weise die unverschiebbare Lage des Hohlkastens gesichert.

Die Ausführung des Auflagers, sowie der ganzen Träger-Construction erfolgte in der Borsig'schen Fabrik.

Fig. 459. Fig. 460.



Es wäre noch der sogen. Pendel-Auflager zu erwähnen, welche in neuerer Zeit für die beweglichen Stützpunkte der Hauptträger bei Brückenbauten sehr häufig in Anwendung kommen. Das Trägerende ruht hierbei auf einem Balancier, bestehend aus einer mit der unteren Gurtung verschraubten Horizontalplatte, welche durch zwei schräge ansteigende Seitenwände gestützt wird, eine in Hohlcylinderform gegossene Unterrippe tritt als Fortsetzung einer verti-

kalen Querrippe auf und stellt die Verbindung jener Theile untereinander her. Die Uebertragung des Druckes geschieht durch ein gußeisernes **Lagerstück**, auf dem der Balancier wie auf einem Sattel aufruht. Die Bewegung wird durch ein System von 6 bis 8 **Stahlpendeln** vermittelt, deren Höhe 10 bis 15 Centim. beträgt. Dieselben stehen aufrecht und neigen sich, ohne die von ihnen eingenommene Stellung zu verlassen, mit ihrem Kopfende nach links oder nach rechts hin, wenn Temperatur-Einflüsse eine Bewegung in den Trägerenden hervorrufen. Ebenso wie die Stahlwalzen, so sind auch die Pendel an ihrer Stirnfläche mit angedrehten Zapfen versehen, mit denen sie in die entsprechenden Durchbohrungen der Zargen eingreifen; die letzteren sind, je nach der Höhe der Pendel, entweder nur einfach vorhanden, oder auch doppelt übereinander angeordnet.

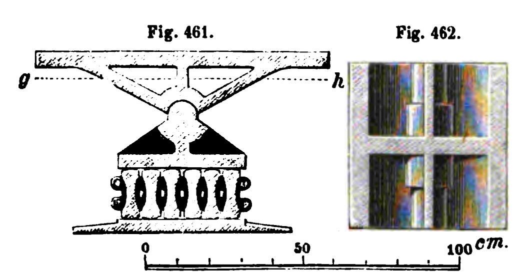


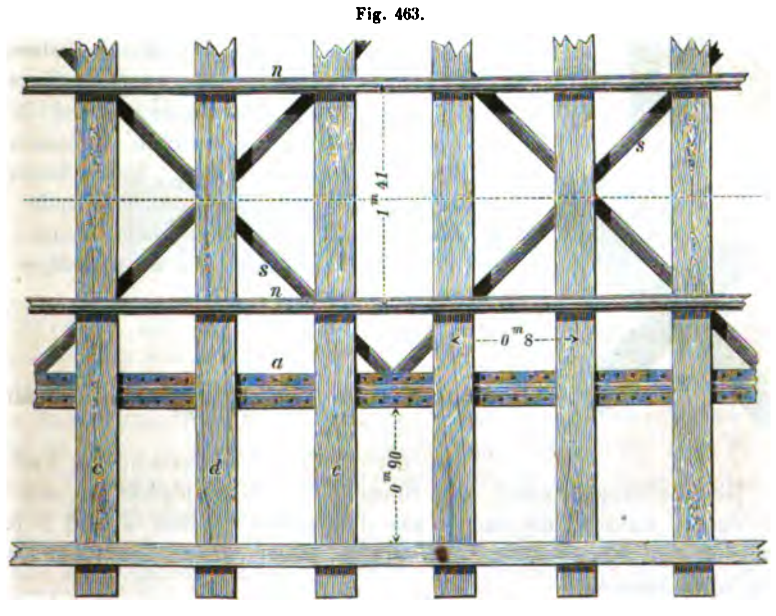
Fig. 461. Fig. 462.

Fig. 459 zeigt die Verbindung in der Ansicht, Fig. 460 einen Durchschnitt nach der Linie *cd*, Fig. 461 einen Vertikalschnitt nach *ef* und Fig. 462 einen Horizontalschnitt nach der Linie *gh*.

Allgemeine Bemerkungen
hinsichtlich der Anwendung von Gitterträgern im Eisenbahn-Brückenbau.

Wenn die **Länge** der Brücke das Maſs von 2^m25 bis 6^m nicht überschreitet, ist es vollkommen ausreichend, zwei Träger *a*, Fig. 463, für jedes

Fig. 463.



Geleis in einer Entfernung von ca. 2^m50 aufzustellen, und mit ihnen die hölzer-

nen Querbalken c, d, e zu verbinden, auf welchen unmittelbar die Eisenbahnschienen nn aufruhen. Diese Balken, welche bei einer Breite von 26 Centim. und einer Höhe von 31 Centim. in Entfernungen von 0^m80 lagern, greifen entweder durch das Gitterwerk hindurch, so dafs die, über die Träger etwa 0^m94 hervortretenden Enden die Anordnung einer durch ein Geländer begrenzten Fufspassage ermöglichen, oder sie bleiben auf der unteren Gurtung liegen, mit der sie seitlich verbolzt werden. In beiden Fällen geschieht die Verbindung in der Weise, wie dies Fig. 464 in der Ansicht und Fig. 465 im Grundrifs zeigt. Es werden nämlich die beiden hochkantig gestellten Winkeleisen rr an die Seitenflächen der Balken angelegt, und mit diesen durch die Bolzen o, sowie mit dem Eisenwerk durch die Niete pp befestigt. Um die beiden Träger untereinander zu verbinden und sie vor nachtheiligen Seitenbewegungen sicher zu stellen, dienen die Diagonalstangen ss, die bei einer Stärke von 1 Centim. eine Breite von 5 bis 7 Centim. erhalten; dieselben werden an die unteren Gurtungsplatten genietet, und in ihrem Kreuzpunkte durch zwei Laschen verbunden, wie dies aus Fig. 466 hervorgeht; hierin bezeichnet a die in einem Stück ganz durchgreifende, b die aus zwei Einzelstücken bestehende Stange, deren Stofsverbindung sich durch die doppelseitigen Flachschienen ll herstellen läfst.

Fig. 464.

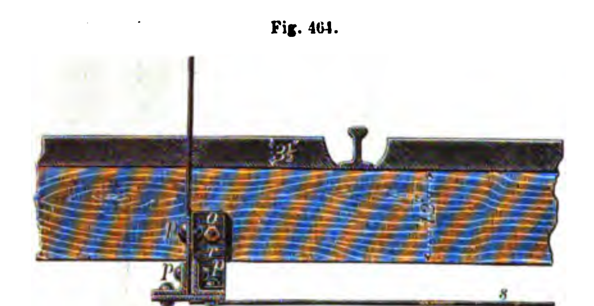


Fig. 465.

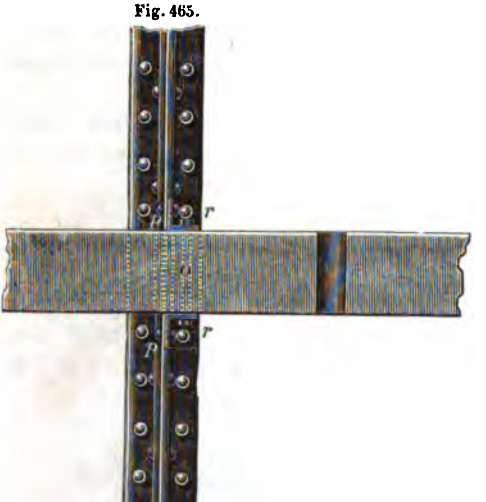


Fig. 466.

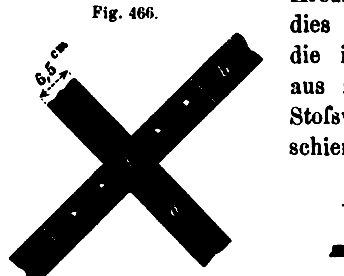


Fig. 467.



Bei der in Fig. 467 gezeichneten Verbindung beider Diagonalstangen greift die Stange c im Kreuzpunkte in ungetheilter Länge durch, während die andere aus den beiden Stücken a und b besteht; die gabelförmige Endgestaltung des einen dieser Theile vermittelt die Verbindung aller Stangen.

Die Befestigung derselben an die untere Gurtungsplatte des Trägers geschieht mittelst des doppelarmigen Verbindungsstückes e, Fig. 468 und 469,

wobei die Stangenenden zwischen den Gabeln des letzteren vernietet werden. Um ihrer sofortigen Wirkung sicher zu sein, giebt man ihnen eine künstliche Spannung von 250 bis 300^k pro □^{cm} ihres Querschnitts.

Unter der Voraussetzung, dafs die Höhe der Träger $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ ihrer Länge beträgt, ist bei den Brücken vorbenannter Construction das durchschnittliche Eigengewicht derselben, einschliefslich des sonstigen Bedarfs an Schmiedeeisen, abgerundet

bei einer lichten Weite von 2^{m}20 = 850^k
- - - - - 2^{m}50 = 900^k
- - - - - 2^{m}80 = 1000^k
- - - - - 3^{m}75 = 2025^k
- - - - - 4^{m}40 = 2700^k
- - - - - 4^{m}70 = 2800^k
- - - - - 5^{m}65 = 3850^k
- - - - - 6^{m}25 = 4200^k

Beträgt die Spannweite einer Eisenbahnbrücke mehr als 6^m, so ist das soeben beschriebene System, bestehend aus 2 Trägern mit rechtwinklig verbundenen Querhölzern, nicht mehr ausreichend, insofern jetzt in erhöhtem Mafse darauf Bedacht genommen werden mufs, die beiden Hauptträger unveränderlich in ihrer vertikalen Stellung zu erhalten, und sie vor Ausbiegungen nach der Seite sicher zu stellen. Zu diesem Zweck rückt man dieselben so weit auseinander, dafs die Entfernung zwischen den Gurtungen 4^m bis 4^{m}50 beträgt (Breite für eingeleisige Brücken), und verbindet sie in stets gleichen Abständen von 1^{m}90 bis 2^{m}25 durch Querträger; diese letzteren treten gewöhnlich als

Fig. 468.

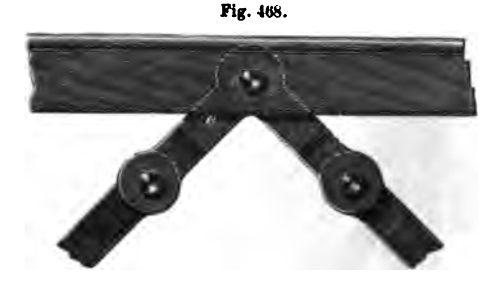
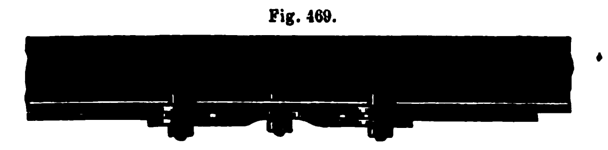


Fig. 469.



Blechträger auf, und unterstützen die darüber fortgreifenden Langhölzer, auf welchen die Eisenbahnschienen ruhen.

Hiernach bezeichnen nun im Grundrifs, Fig. 470, *dd* die beiden als Gitterträger zu construirenden Hauptträger, *ff* die Quer- oder Blechträger, 40 bis höchstens 60 Centim. hoch, *nn* die beiden Langhölzer, *mm* die darauf ruhenden Eisenbahnschienen, und *ss*.. die unter den Gurtungen der Hauptträger liegenden Kreuzverbindungen.

Nach diesem, im Grundrifs ausgesprochenen Constructionsprincip stellt Fig. 471 einen Querdurchschnitt durch die Brücke dar. Mit Hülfe der Schwellen *aa* ist hier die ganze Fahrbahn ausgebohlt worden, um weiteren, durch Entgleisen des Zuges eintretenden Unglücksfällen einigermafsen vorzubeugen. Diese

Fig. 470.

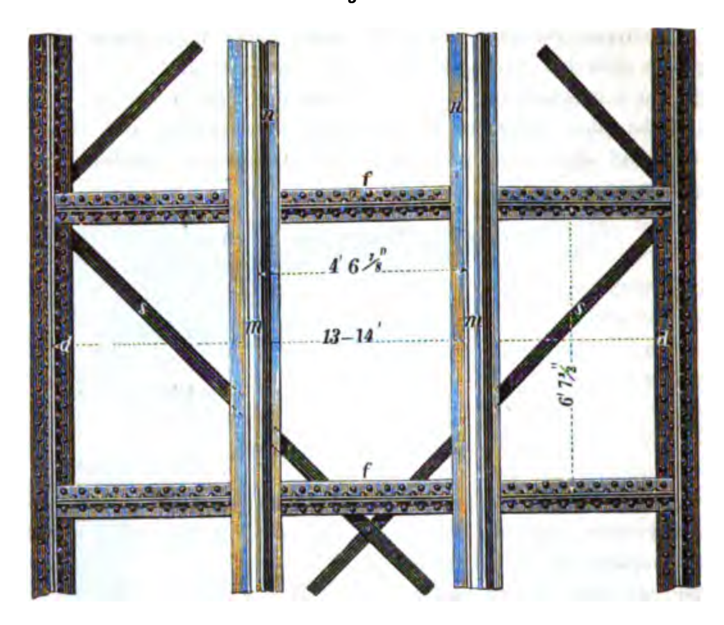
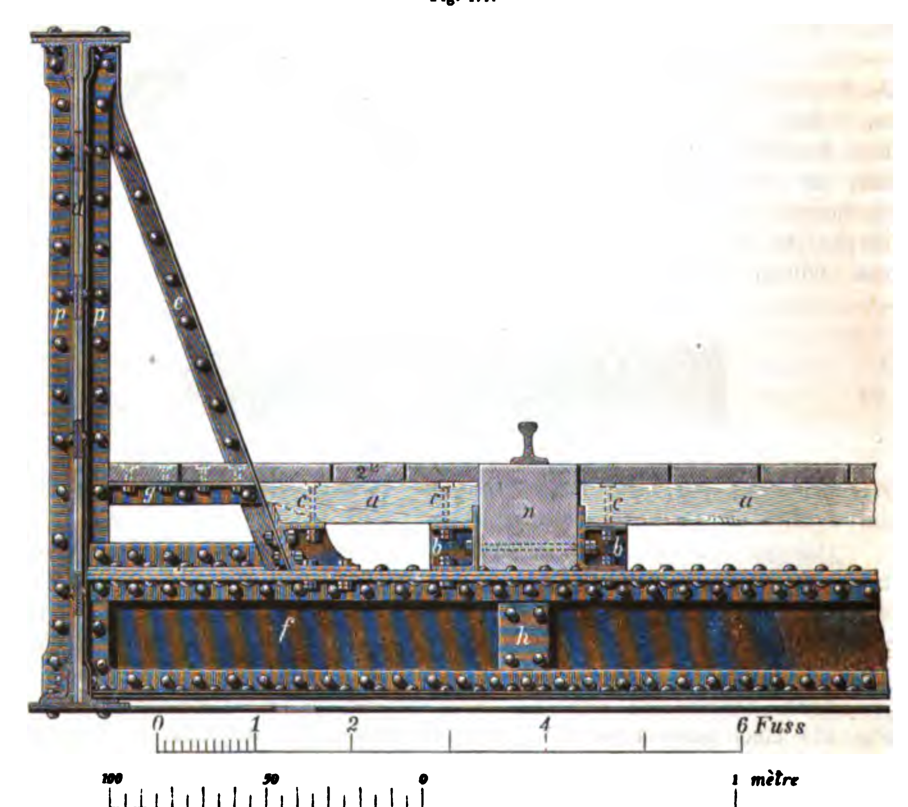


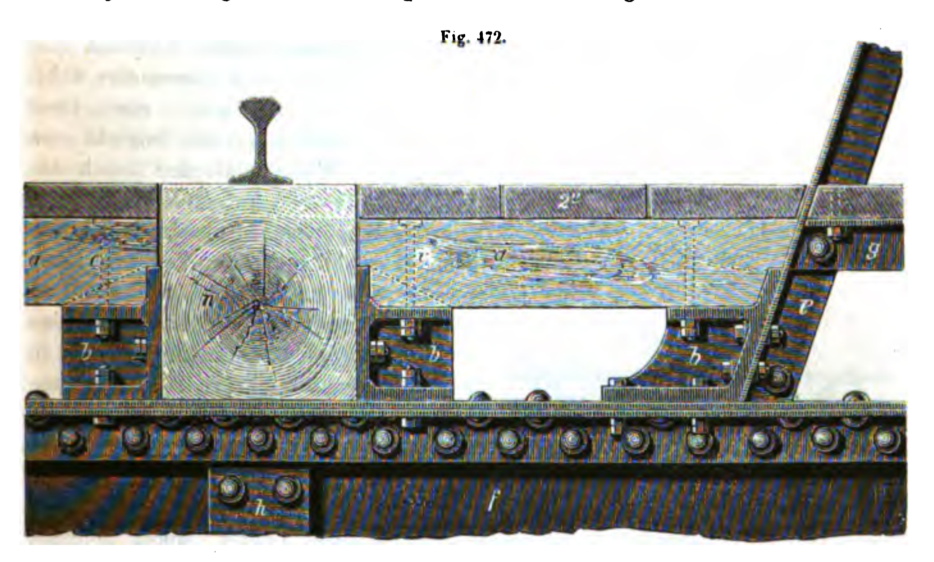
Fig. 471.



Schwellen ruhen an ihren Enden auf den gufseisernen Schuhen *bb*, mit welchen sie durch die Schrauben *cc* mit versenkten Oberköpfen befestigt werden. In unmittelbarer Nähe der Gitterwände, wo sie der schrägen Aufsteifungen wegen nicht durchgreifen können, findet die Unterstützung des Bohlenbelags durch zwei neben einander verlegte Winkeleisen *g* statt, die sowohl unter sich, wie mit den Aufsteifungen zu vernieten sind. Was die letzteren anbetrifft, so werden dieselben theils vertikal, theils schräg gestellt; die einen, mit *p* bezeichnet, stehen an den Aufsenflächen der Gitterwand, und zwar an der Verbindungsstelle der Querträger *f* mit den Hauptträgern; die anderen, mit *e* bezeichnet, steigen in schräger Richtung nach dem oberen Rahmstück der Gitterträger, indem sie ausschliefslich die Function haben, die Durchbiegung desselben nach der Seite zu verhindern; es mufs daher eine solche Aussteifung wie ein Balken betrachtet werden, der unten auf der Querverbindung *f* befestigt ist, während er am oberen Ende durch eine Horizontalkraft angegriffen wird. Um die auf den Balken *n* aufruhende Belastung auf die Querträger *f* zu übertragen, sind zu beiden Seiten die Blechstreifen *h* aufgestellt und mit der Zwischenwand desselben vernietet.

Fig. 472 zeigt die Anordnung der Fahrbahn in gröfserem Mafsstabe.

Fig. 472.

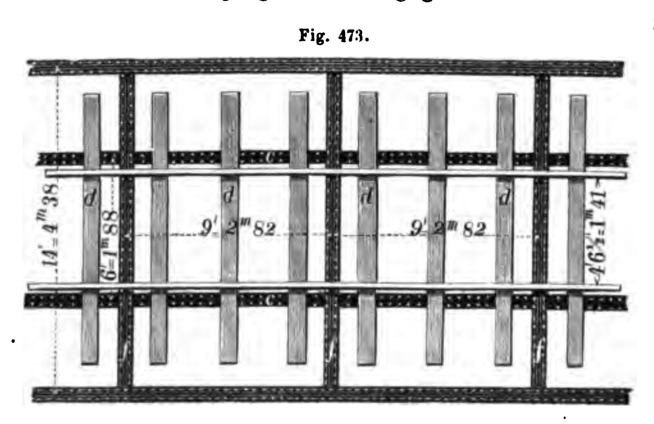


Das Gewicht des ganzen schmiedeeisernen Oberbaues beträgt für solche, nach diesem System construirte Brücken bei einer Breite derselben von 13 bis 14′ (4^m0 bis 4^m50), die Höhe der Hauptträger auf $\frac{1}{10}$ ihrer Länge angenommen, in allgemeinen Durchschnittssätzen:

Spannweite	Trägerlänge	Pfd.		oder pro lfd. Meter
bei 25′ (7^m83) Spannweite,	30′ (9^m39) Trägerlänge	19284 Pfd.	($9642^{k}0$)	oder pro lfd. Meter $1026^{k}0$
- 28′ (8^m76)	34′ (10^m64)	22673	($11336^{k}5$)	$1065^{k}0$
- 44′ (13^m80)	51′ (15^m96)	38943	($19471^{k}5$)	$1220^{k}0$
- 50½′ (15^m80)	60½′ (18^m93)	56472	($28236^{k}0$)	$1491^{k}0$
- 55′ (17^m25)	62′ (19^m40)	57187	($28593^{k}5$)	$1474^{k}0$
- 59′ (18^m51)	69′ (21^m59)	67780	($33890^{k}0$)	$1569^{k}0$
- 72′ (22^m56)	79′ (24^m75)	91044	($45522^{k}0$)	$1839^{k}0$
- 78′ (24^m44)	87′ (27^m23)	107174	($53587^{k}0$)	$1968^{k}0$
- 386′ (121^m09)	(Dirschauer Weichselbrücke)			$8904^{k}0$

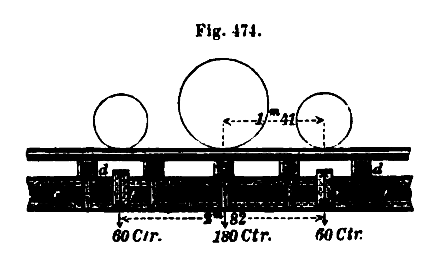
Die Befestigung der Eisenbahnschienen auf den **Langhölzern** hat den Uebelstand, dafs dieselbe niemals recht dauerhaft hergestellt werden kann, abgesehen davon, dafs diese letzteren ohne besondere Querverbindung vor einer seitlichen Durchbiegung nicht völlig gesichert sind. Es ist daher in mancher Beziehung vortheilhafter, statt jener Langholzbalken ein vollständiges **Schwellenlager** *dd*.. anzuordnen, vergl. Fig. 473, welches auf den beiden eisernen **Schwellenträgern** *cc* aufruht; die letzteren liegen zwischen den Querträgern *ff*, und finden auf der unteren Gurtung derselben ihr Auflager; beide Träger können als Blech- oder auch als Gitterträger construirt werden.

Fig. 473.



Die Lastvertheilung bei einer derartig construirten Brücke bestimmt sich nach dem Erfahrungssatz, dafs das Gewicht der **schwersten** Locomotive nebst Tender in betriebsfähigem Zustande, d. h. bei **voller Ladung**, etwa 1000 bis 1100 Ctr. beträgt.*) Die Locomotive für sich allein hat ein Gewicht von 600 bis 700 Ctr.; dasselbe vertheilt sich in der Weise, dafs der Druck der Treibachse im Maximum auf 360 Ctr. und der der beiden Laufachsen auf je 120 Ctr. angenommen werden kann. In dem Augenblicke, wo die Treibachse gerade über der Mitte der Schwellenträger sich befindet, resultirt daher eine Vertheilung der Druckkräfte, wie sie in dem Längendurchschnitt, Fig. 474, angedeutet worden. Es ist dabei vorausgesetzt, dafs die Entfernung der Querträger im Maximum $2^{m}82$ (9′) und die der hölzernen Schwellen von Mitte zu Mitte $0^{m}94$ beträgt. Hieraus findet sich ohne Schwierigkeit die Inanspruchnahme der eisernen Träger, wobei indessen nicht unerwähnt zu lassen, dafs dieselbe nach der verschiedenen Stellung der Locomotivräder jedesmal eine verschiedene ist. Eine spezielle Erörterung dieses Falles wurde bereits bei der Berechnung der Blechträger gegeben. —

Fig. 474.



5) Die Parabelträger.

Bei den bisher behandelten genieteten Trägern verfolgten beide Gurtungen in ihrer ganzen Länge eine durchweg parallele Richtung. Die veränderte Form

---

*) Bei einer vorzunehmenden Probebelastung läfst man einen ganzen, aus schweren Locomotiven bestehenden Zug über die Brücke gehen. Eine solche Locomotive schafft 1800 bis 2000 Ctr. Bruttogewicht mit einer Geschwindigkeit von ca. 5 Meilen in der Stunde fort. Rechnet man für das Gewicht der Wagen hiervon die Hälfte ab, so ergiebt sich ungefähr die Zahl der auf **einmal** zu befördernden Personen.

derselben, wie sie bei den Parabelträgern auftritt, geht aus dem Bestreben hervor, das durch die Construction bedingte Material vollkommener auszunutzen und das Bruttovolumen dem auf dem Wege der Rechnung gefundenen theoretischen Volumen möglichst nahe anzuschliefsen.

Wie allgemein bekannt, ist das Biegungsmoment bei einem an beiden Enden frei aufliegenden Träger nach der Mitte hin einer stetigen Veränderung unterworfen. Diesem zunehmenden Momente entsprechend, wird auch das Widerstandsmoment des Trägerquerschnitts, wenn anders das Material nicht nutzlos verwendet werden soll, einer Variation unterliegen. Nach der allgemeinen Relation

$$M_x = Py = f.\,t.\,y$$

ist aber die Gröfse des Moments der inneren Kräfte theils von dem Querschnitt der Gurtung, theils von der Höhe des Balkens abhängig. Es kann daher die zunehmende Gröfse dieses Moments auf doppelte Weise erreicht werden:

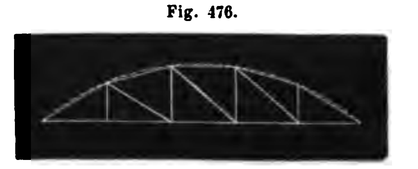
1) Man behält die Höhe des Trägers in seiner ganzen Länge unverändert bei und läfst den Querschnitt beider Gurtungen, von der Mitte nach den Auflagerenden hin, nach einer Parabel abnehmen.

2) Man giebt den Gurtungen des Trägers einen überall ziemlich konstanten Querschnitt, verringert aber die Höhe desselben nach beiden Stützpunkten hin allmählig bis auf Null.

Dieser zweite Fall ist für die Form der Parabelträger mafsgebend. Der Construction derselben liegt daher die Bedingung einer variabeln Höhe zu Grunde und zwar unter der bestimmten Prämisse, dafs diese Höhe in jedem beliebigen Schnitt des Trägers von der Gröfse des hier auftretenden Biegungsmomentes abhängig gemacht wird. In solchem Falle kann nur die eine der beiden Gurtungen horizontal bleiben, die andere mufs in einer Parabel liegen, deren Achse mit der vertikalen Mittellinie der Construction zusammenfällt. Träger, welche dieser Bedingung entsprechen, sind unter dem Namen »Parabelträger« bekannt. Die betreffende Gurtung erhält gewöhnlich keine continuirlich gekrümmte, sondern eine polygonale Gestalt, wobei die Ecken derselben als Lastpunkte auftreten und in der erwähnten Parabel liegen; nur bei grofsen Spannweiten und dann, wenn die Differenz zwischen dem Bogen und der Sehne gering ist, kann jene Gurtung auch als eine stetig gekrümmte Kurve construirt werden. Es findet dann zugleich eine günstigere Uebertragung der Belastung auf die Knotenpunkte des Trägers statt.

Fig. 475.

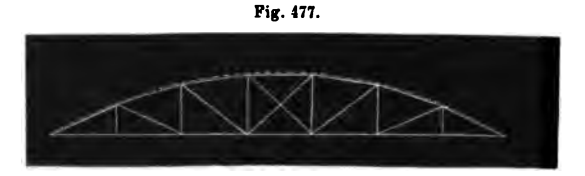
Fig. 476.



Bei allen Parabelbalken mit einer parabolischen Gurtung kann die letztere entweder oben oder unten liegen; es hängt dies von lokalen Bedingungen und von sonstigen Verhältnissen ab. Zur Verbindung beider Gurtungen untereinander dienen auch hier Zwischenstäbe, bestehend aus Vertikalen und aus Diagonalen. Je nach der verschiedenen Anordnung der letzteren und der besonderen Voraussetzung, welche dabei zu Grunde liegt, lassen sich verschiedene Systeme unterscheiden. Bei dem einen, dargestellt durch die Figuren 475 und

476, sind die Diagonalen in ganzer Länge des Trägers in *rechts* aufsteigender, beziehungsweise in *links* aufsteigender Richtung eingelegt.

Fig. 477.



Auch bei dem durch Fig. 477 zur Anschauung gebrachten System treten, mit Ausschlufs der im Mittelfelde vorhandenen Kreuzdiagonalen, nur *einfache* Diagonalen auf; dieselben verfolgen jedoch in der linken Trägerhälfte eine links aufsteigende, in der rechten Hälfte eine rechts aufsteigende Richtung, — anderen Falls auch umgekehrt.

In Fig. 478 sind sämmtliche Trägerfelder mit eingelegten *Kreuzdiagonalen* versehen, über deren Bedeutung weiter unten gesprochen werden soll.

Fig. 478.

Die Figuren 479 bis incl. 482 zeigen ähnliche Parabelformen, jedoch unter der Voraussetzung, dafs die polygonale Gurtung *unterhalb* des horizontalen Rahmstücks liegt.

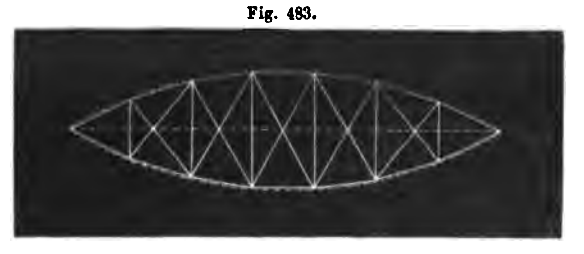
Fig. 479. Fig. 480.

Fig. 481. Fig. 482.



Da bei allen diesen Trägern die Spannung in den einzelnen Feldern der polygonalen Gurtung von der Mitte nach den Auflagerpunkten hin zunimmt, so hat v. *Pauli* einen nach ihm benannten und patentirten Träger construirt, bei dem diese Spannung durchweg gleich grofs und zwar gleich der Minimalspannung in der Mitte ist. Ein solcher Träger enthält, wie Fig. 483 zeigt, zwei nach *aufsen* gekrümmte, parabolische Gurtungen und gehört zur Kategorie der sogen. *Fischbauchträger*. Derselbe ist namentlich im Brückenbau vielfach verwendet worden, wobei die Fahrbahn entweder im höchsten, oder im tiefsten Punkte des Trägers, oder auch in der halben Höhe desselben liegt.

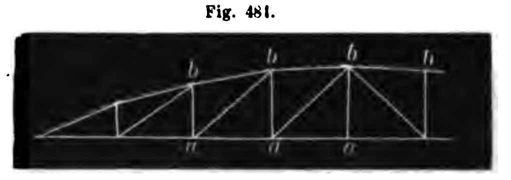
Fig. 483.



In der eigenthümlichen Gestalt der in den Figuren 475 bis 482 dargestellten Parabelbalken liegt nun der Grund, weshalb die Inanspruchnahme der einzelnen Verbandstücke desselben in umgekehrter Weise, wie bei den Gitterträgern erfolgt. Bei den letzteren nimmt bekanntlich die Spannung der Zwischenstäbe von der Mitte nach den Auflagerenden hin successive zu, während bei den Gurtungen ein umgekehrtes Verhältnifs stattfindet. Dieser Umstand ist lediglich in der Parallelität beider Gurtungen begründet, da jeder durch einen Gitterstab belastete Punkt derselben stets durch den anderen, hier anschliefsenden Stab wieder unterstützt werden mufs. Wenn daher, wie bei allen parabolischen Trägern, die Lage der Gurtungen nicht parallel ist, so hat dies nothwendigerweise eine veränderte Inanspruchnahme sämmtlicher Verbandstücke zur Folge.

Wir denken beispielsweise einen Parabelträger von der, in Fig. 484 dargestellten Form in seiner unteren Gurtung, d. h. in den Punkten *aa*.. gleichmäfsig belastet. Die in jedem derselben auftretende Einzellast wird dann durch die Vertikalstangen auf die Eckpunkte *bb* der polygonalen Gurtung übertragen, ohne die sich hier anschliefsenden Diagonalen zu afficiren. Während also bei einem Gitterträger in solchem Falle das in den Punkten *bb* belastete Rahmstück durch eine Strebe unterstützt werden müfste, übernehmen hier die einzelnen Theile der Gurtung diese Function, wobei jede von den Diagonalen *ab* in einem spannungslosen Zustande verbleibt. Auf diese Weise wird also die, in den Punkten *aa*.. von den Vertikalstangen aufgenommene Last von der polygonalen Gurtung allein getragen, in Folge dessen sich eine zunehmende Inanspruchnahme derselben von der Mitte nach beiden Enden hin herausstellt. Die Spannung der Diagonalen ist jedoch, falls sie nicht auf künstlichem Wege hervorgerufen worden, bei gleichmäfsig vertheilter Belastung überall gleich Null. Hieraus ergiebt sich dann schon von selbst, dafs die Spannung der Vertikalen lediglich durch die in jedem Knotenpunkte *a* wirksame Belastung, incl. Eigengewicht des Trägers, bedingt wird. Was endlich die Inanspruchnahme der horizontalen Gurtung anbetrifft, so ist diese mit Rücksicht darauf, dafs die Diagonalen bei gleichmäfsiger Belastung keine Spannung erleiden, überall und in allen Abtheilungen gleich grofs.

Fig. 481.



Wenn der Träger in seiner oberen Gurtung gleichmäfsig belastet ist, so tritt in der Spannung der einzelnen Verbandstücke weder in quantitativer, noch in qualitativer Beziehung irgend welche Veränderung ein; nur hinsichtlich der Vertikalen stellt sich das Verhältnifs in so fern anders, als auch diese alsdann, ebenso wie die Diagonalen, spannungslos sind, da die ganze Belastung des Trägers jetzt direkt und ohne Vermittelung der Vertikalen von der polygonalen Gurtung getragen wird. Man könnte daher in solchem Falle theoretisch von jeder Zwischenverbindung der beiden Gurtungen abstrahiren, wenn sich überhaupt eine gleichmäfsige Belastung des Trägers permanent voraussetzen läfst und die gedrückte Gurtung aufserdem die nothwendige seitliche Aussteifung erhält.

Wie bereits bemerkt, nimmt die Druckspannung in der oberen Gurtung von der Mitte nach den Enden hin allmählig zu, so dafs sie an der Verbindungsstelle beider Gurtungen ein Maximum erreicht. Die fortschreitende Zunahme dieser Pressungen hängt von der Gröfse des Polygonwinkels, sowie von dem Pfeilverhältnifs des Trägers ab. Für die Mitte der oberen Gurtung beträgt die horizontale Druckspannung

$$P = \frac{1}{8}\frac{ql^2}{h},$$

worin q das Eigengewicht des Trägers, incl. der gleichmäfsig vertheilten Belastung pro Längeneinheit, l die Länge und h die Höhe desselben bezeichnet. Dieser Ausdruck stellt zugleich die Gröfse der Zugspannung in allen Abtheilungen der unteren Gurtung dar.

Um nun die zunehmenden Spannungswerthe in den Einzeltheilen der gedrückten Gurtung zu erhalten, denke man an beliebigen Stellen des Trägers Vertikalschnitte und die Summe aller, auf die abgeschnittenen Theile wirkenden Horizontalkräfte gleich Null gesetzt. Es läfst sich dann leicht erkennen, dafs die horizontalen Componenten der Druckkräfte an den durchschnittenen Stellen überall gleich grofs sind, und zwar eben so grofs, wie die in der unteren Gurtung auftretende konstante Zugspannung. Bezeichnen wir also diese letztere, welche dem obigen Quotienten gleich ist, mit P, so ergeben sich für die, in den einzelnen Polygonseiten aktiven Druckkräfte, vergl. Fig. 485, die Werthe

Fig. 485.

$$P_1 = \frac{P}{\cos\alpha}; \quad P_2 = \frac{P}{\cos\beta}; \quad P_3 = \frac{P}{\cos\gamma} \text{ u. s. w.}$$

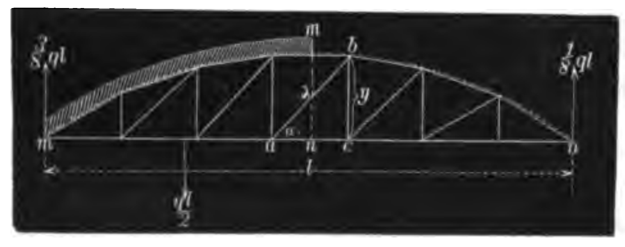


Fig. 486.

Es ist in diesen Werthen zugleich klar ausgesprochen, wie mit zunehmender Gröfse der Winkel α, β, γ... jene Kräfte in den unteren Polygonstücken allmählig gröfser werden.

Dafs die Spannung der Diagonalen bei gleichmäfsig vertheilter Belastung gleich Null ist, kann auch auf folgende Weise dargethan werden:

Der in Fig. 486 dargestellte Parabelträger, dessen Länge l, sei in seiner linken Hälfte pro Längeneinheit mit q belastet. Für den in der Mitte des Trägers durchgelegten Schnitt mn ist alsdann die Vertikalkraft

$$\frac{1}{8}ql,$$

und die Zugspannung der mittelsten Diagonale ab

$$\frac{1}{8}\cdot\frac{ql}{\sin\alpha}=\frac{1}{8}ql\cdot\frac{\lambda}{y},$$

unter λ die Länge der Diagonale und unter y die Höhe der Vertikalen bc (gröfste Ordinate der Parabel) verstanden. Diese Zugspannung — überhaupt die gröfste, welche die Diagonale ab erleidet — ist zugleich, wenn man von dem Eigengewicht des Trägers abstrahirt, für alle, in der unbelasteten Trägerhälfte liegenden Diagonalen übereinstimmend dieselbe.

Wenn nun die rechte Hälfte des Trägers belastet, die linke Hälfte aber unbelastet gedacht wird, so ergiebt sich für den mittleren Schnitt mn wieder eine Vertikalkraft von

$$\frac{1}{8}ql,$$

und für sämmtliche Diagonalen der linken, unbelasteten Trägerhälfte eine Druckspannung von gleichfalls

$$\frac{1}{8}\frac{ql}{\sin\alpha}=\frac{1}{8}ql\cdot\frac{\lambda}{y}.$$

Es ist demnach die Spannung der Diagonalen bei einer über die ganze Länge des Trägers gleichmäfsig vertheilten Belastung

$$\pm\frac{1}{8}ql\cdot\frac{\lambda}{y}=0.$$

Gleichzeitig läfst sich hieraus entnehmen, dafs die bei ungleichmäfsiger Belastung eintretende, überall ziemlich konstante Spannung einer Diagonale ebenso grofs ist, wie die Maximalspannung eines Gitterstabes im mittelsten Trägerfelde.

Wenn nun auch erwiesen ist, dafs sämmtliche Diagonalen bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung des Trägers sich in einem spannungslosen Zustande befinden, so wäre es doch entschieden fehlerhaft, dieselben auf Grund dessen in einer Flacheisenform einzulegen, oder sie vielleicht ganz fortzulassen; bei einer schiefen oder ungleichmäfsigen Belastung direkt in das System eintretend, sind sie vielmehr ganz unentbehrlich und müssen daher stets einen Querschnitt erhalten, wie solcher durch ihre ungünstigste Inanspruchnahme bedingt wird.

Man denke beispielsweise einen Eisenbahnzug sich über eine längere Brücke fortbewegend, deren Hauptträger die in Fig. 486 dargestellte parabolische Form haben; alsdann werden bei einer fortschreitenden Bewegung des Zuges von links nach rechts hin sämmtliche Diagonalen eine Zugspannung erleiden; deckt der Eisenbahnzug in seiner ganzen Länge die Brücke, so dafs diese also gleichmäfsig belastet ist, so vermindert sich die Spannung der Diagonalen bis auf Null. In dem Augenblicke aber, wo der Zug das eine Ende der Brücke verläfst, stellen sich in sämmtlichen Diagonalen negative Spannungen heraus, die endlich wieder verschwinden und in Null übergehen, wenn die Brücke nur noch durch ihr Eigengewicht belastet wird. — Bei einer Bewegung des Zuges in entgegengesetzter Richtung von n nach m hin, treten analoge, aber umgekehrte Verhältnisse ein.

Es ergiebt sich hieraus unmittelbar, dafs bei allen parabolischen Trägern, die nur einfache, nicht Doppeldiagonalen enthalten, sämmtliche Diagonalen einen so ausreichend starken Querschnitt erhalten müssen, dafs sie einer Druckspannung erfolgreichen Widerstand leisten können; dasselbe gilt auch hinsichtlich der Vertikalen, die aufserdem noch die Function haben, die gedrückte Gurtung auszusteifen, und sie vor Durchbiegungen nach der Seite sicher zu stellen.

Der Umstand, dafs in einfach auftretenden Diagonalen ungünstigsten Falls Druckkräfte entstehen, die auf den Querschnitt derselben wesentlich bestimmend einwirken, ist Veranlassung geworden, in sämmtliche Trägerfelder Kreuz- oder Doppeldiagonalen einzulegen, und zwar in der ausgesprochenen Absicht, dieselben nur auf Zug zu beanspruchen.

Ist ihr Querschnitt und ihre Befestigung in den Knotenpunkten so beschaffen, dafs sie unfähig sind, einer Druckspannung zu genügen, so werden unter der Voraussetzung, dafs die Last von links nach rechts hin fortschreitet, vergl. Fig. 478, nur die rechts ansteigenden Diagonalen in Anspruch genommen, während die anderen völlig unthätig sind. Bewegt sich aber die Last in entgegengesetzter Richtung, so gerathen jetzt nur die anderen, links ansteigenden Diagonalen in Spannung, wobei die ersteren in einem schlaffen Zustande verbleiben. Es wird also bei einer derartigen Belastung jedesmal nur in der einen Hälfte der Diagonalen eine Spannung hervorgerufen. Für die Construction erwächst hieraus der grofse Vortheil, dafs Druckspannungen in den Diagonalen überhaupt vermieden werden, indem nur Zugkräfte in ihnen hervortreten; ihre Maximalspannung berechnet sich dann nach der bereits oben aufgestellten Formel

$$\frac{1}{8} q l \cdot \frac{\lambda}{y} .$$

Die Vertikalen treten jedoch in dem gedachten Falle durchweg als Streben auf, und müssen daher einen entsprechenden Querschnitt erhalten.

Ist die Belastung gleichmäfsig vertheilt, so ist die Spannung sämmtlicher Kreuzdiagonalen gleich Null; die Vertikalen sind aber auch in diesem Falle als Streben zu construiren, da sie zur seitlichen Aussteifung des Trägers dienen.

Die Spannung in der unteren horizontalen Gurtung ist bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung des Trägers, auch unter Anwendung von Kreuzdiagonalen, überall gleich grofs; es ist dies eine nothwendige Consequenz davon, dafs in dem gedachten Falle die Inanspruchnahme sämmtlicher Diagonalen den Nullwerth annimmt.

Für solche Träger, die in umgekehrter Lage, also mit nach unten gerichteter polygonaler Gurtung in Anwendung kommen, treten hinsichtlich der Inanspruchnahme der einzelnen Verbandstücke ganz analoge Verhältnisse ein. Die horizontale Gurtung ist jetzt die gedrückte, die polygonale die gezogene. Bei gleichmäfsig vertheilter Belastung der oberen Gurtung erleiden die Vertikalen einen Druck, der eben so grofs ist, wie die in jedem Knotenpunkte auftretende Belastung, während die Spannung der Diagonalen wieder gleich Null wird.

Aus den vorstehenden Betrachtungen ergiebt sich nun folgendes Resumé:

1) Die Spannungen in der horizontalen Zugstange (die polygonale

Gurtung stets aufwärts gedacht) sind bei voller Belastung des Trägers am gröfsten, und zwar in allen Feldern gleich grofs.

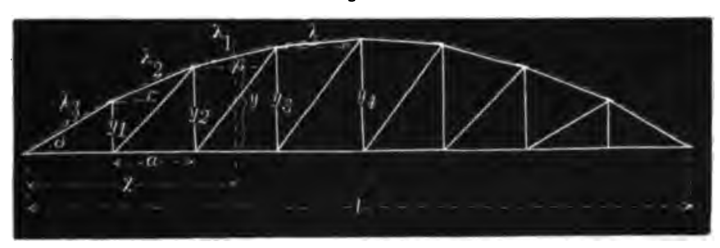
2) Auch die Druckspannungen der Polygonal-Gurtungsstücke erreichen bei voller Belastung ihr Maximum, und nehmen nach den Endstützpunkten hin allmählig zu.

3) Die Spannung der Diagonalen — sowohl der einfachen, wie der doppelten — ist bei voller und gleichmäfsiger Belastung des Trägers überall gleich Null. Bei ungleichmäfsiger Belastung und bei einfach vorkommenden Diagonalen werden die letzteren entweder gezogen oder gedrückt. Das Maximum der Zugspannung, vergl. Fig. 475, erleidet eine rechts aufsteigende Diagonale dann, wenn der links liegende Theil des Trägers bis zu jener Diagonale voll belastet, der rechts befindliche Theil dagegen unbelastet ist. Im umgekehrten Falle tritt für diese Diagonalen das Maximum der Druckspannung ein. Dieses Gesetz gilt *vice versa* für links ansteigende Diagonalen.

4) Die Spannung der Vertikalen ist niemals gleich Null. Es werden dieselben entweder gezogen oder gedrückt, und zwar erreichen sie das Maximum ihrer Zugspannung, wenn die Spannung der Diagonalen gleich Null ist, d. h. bei voller und gleichmäfsiger Belastung des Trägers in seiner unteren horizontalen Gurtung; der gröfsten Druckspannung dagegen haben sie dann zu genügen, wenn die sich anschliefsende Diagonale im Zustande der gröfsten Zugspannung sich befindet. —

Nach dieser einleitenden Betrachtung beschäftigen wir uns mit der Aufgabe, sowohl die Form der parabolischen Gurtung, wie die quantitative Inanspruchnahme der einzelnen Verbandstücke des Trägers zu finden, wenn die Spannweite desselben und die in jedem Knotenpunkte auftretende Belastung gegeben ist. Die Form jener Gurtung findet man am einfachsten dadurch, dafs man in jedem Last- oder Knotenpunkte die Höhe der Ordinate nach Mafsgabe des variablen Biegungsmomentes der äufseren Kräfte ermittelt; die dadurch bestimmten Längen der Vertikalen fixiren alsdann die Eckpunkte derselben.

Fig. 487.



Die Länge des in Fig. 487 dargestellten Parabelträgers betrage l, der Abstand der Vertikalen von einander sei a, und als gleichmäfsig vertheilte Belastung der unteren Gurtung werde, incl. Eigengewicht des Trägers, pro Längeneinheit ein Gewicht von q angenommen.

Demnach ist die Gröfse des Auflagerdruckes

$$R = \frac{ql}{2}.$$

Für den in einem beliebigen Abstande x vom linken Stützpunkte durchgelegten Vertikalschnitt beträgt das Biegungsmoment

$$M_x = \frac{q\,l}{2} \cdot x - \frac{1}{2}\,q\,x^2$$

$$= \frac{1}{2}\,q\,x\,(l - x).$$

Bezeichnen wir nun die dem Werthe von x zugehörige Ordinate mit y und die in dem gedachten Schnitt auftretende Horizontalkraft mit P, so ergiebt sich die statische Momentengleichung

$$P y = \frac{1}{2}\,q\,x\,(l - x).$$

Es ist daher für jeden Werth von x die variable Ordinatenhöhe

$$y = \frac{1}{2} \cdot \frac{q}{P} \cdot x\,(l - x).$$

Diese den verschiedenen Abscissen von x entsprechenden Werthe von y stellen sich, wie ersichtlich, als Functionen der Horizontalkräfte P, d. h. der horizontalen Componenten der in den polygonalen Gurtungsstücken auftretenden Druckkräfte dar. Bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung des Trägers sind diese Componenten überall gleich grofs, und zwar ebenso grofs, wie die in sämmtlichen Feldern der unteren Gurtung konstanten Zugkräfte.

Wir nehmen nun beispielsweise an, dafs der Querschnitt der unteren Gurtung 13,5 □^{cm} beträgt, in welchem Falle dieselbe im Stande wäre, einer Spannung von $P = 200$ Ctr. ausreichend Widerstand zu leisten. Es sei ferner

$$l = 15^{m},\ q = 800^{k} \text{ pro lfd. Meter.}$$

Der Abstand der Vertikalen von einander ist dann

$$a = 1^{m}\,88.$$

Durch Substitution jener Werthe in den oben für y gefundenen Ausdruck ergeben sich nun die verschiedenen Ordinatenhöhen, von dem Trägerende nach der Mitte hin stets felderweise fortschreitend,

$$y_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{800}{200\,.\,50} \cdot 1{,}88\,(15 - 1{,}88) = 0^{m}\,985.$$

$$y_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{800}{200\,.\,50} \cdot 3{,}76\,(15 - 3{,}76) = 1^{m}\,688.$$

$$y_3 = \frac{1}{2} \cdot \frac{800}{200\,.\,50} \cdot 5{,}64\,(15 - 5{,}64) = 2^{m}\,110.$$

$$y_4 = \frac{1}{2} \cdot \frac{800}{200\,.\,50} \cdot 7{,}52\,(15 - 7{,}52) = 2^{m}\,249.$$

Die Pfeilhöhe des Bogens beträgt also etwa $\frac{1}{7}$ der freien Spannweite desselben.

Zur Ermittelung der Spannung und der daraus hervorgehenden Querschnitte der Polygonal-Gurtungsstücke kommt es zunächst darauf an,

die Längen λ, λ_1, λ_2, λ_3 u. s. w. derselben festzustellen, sowie die Gröfse der Winkel α, β, γ.., welche sie mit der Horizontalen bilden.

Die Längen jener Stücke lassen sich entweder unmittelbar abmessen, oder auch durch Rechnung finden. Zu diesem Zweck führen wir für die Differenzen der ermittelten Ordinaten folgende Bezeichnungsweise ein; wir setzen

$$y_4 - y_3 = dy_4$$
$$y_3 - y_2 = dy_3$$
$$y_2 - y_1 = dy_2.$$

Alsdann ist

$$\lambda = \sqrt{a^2 + dy_4^2} \qquad \lambda_2 = \sqrt{a^2 + dy_2^2}$$
$$\lambda_1 = \sqrt{a^2 + dy_3^2} \qquad \lambda_3 = \sqrt{a^2 + y_1^2}$$

Hiernach sind auch sämmtliche Winkel bestimmt, nämlich

$$\cos\alpha = \frac{a}{\lambda}; \qquad \cos\beta = \frac{a}{\lambda_1};$$
$$\cos\gamma = \frac{a}{\lambda_2}; \qquad \cos\delta = \frac{a}{\lambda_3}.$$

Es sind daher die Druckspannungen S in den mit λ, λ_1, λ_2.. bezeichneten Seiten des Polygons

$$S_\lambda = \frac{200}{\cos\alpha}\,\text{Ctr.} \qquad S_{\lambda_2} = \frac{200}{\cos\gamma}\,\text{Ctr.}$$
$$S_{\lambda_1} = \frac{200}{\cos\beta}\ - \qquad S_{\lambda_3} = \frac{200}{\cos\delta}\ -$$

Die Spannung der Diagonalen ist bei der hier vorausgesetzten gleichmäfsigen Belastung gleich Null; ihr Querschnitt ist jedoch nach der gröfsten Druckspannung zu berechnen, die sie bei partieller Belastung des Trägers erleiden; die hierbei in Anwendung kommende Formel ist bereits oben aufgestellt; sie ergiebt im vorliegenden Falle einen Druck von ca. 35 bis 40 Ctr.

Was endlich die Vertikalen anbetrifft, so hat jede derselben eine Belastung von 30 Ctr. auf die obere Gurtung zu übertragen; bei ungleichmäfsiger Belastung erleiden sie eine Druckspannung, die etwas kleiner ist, als die gröfste Zugspannung der Diagonalen. Die Gröfse ihres Querschnitts wird danach bemessen, dafs sie ausreichend im Stande sind, die gedrückte Gurtung seitlich auszusteifen.

Die oben entwickelte Momentengleichung

$$Py = \frac{q}{2}\,x\,(l - x)$$

giebt noch zu folgender Bemerkung Veranlassung:

Da allgemein und für jedes x

$$P = f \cdot t,$$

unter f den Querschnitt der Gurtung und unter t die pro □Einheit zulässige Spannung verstanden, so wäre

$$y = \frac{q}{2} \cdot \frac{x(l-x)}{f \cdot t} .$$

In dem eben behandelten Beispiele setzten wir nun den Querschnitt der unteren Gurtung als gegeben voraus, und indem auch für t der gröfstmögliche Coefficient (700^k pro □Centim.) in Anwendung kam, ergaben sich die verschiedenen Längen der in den Lastpunkten des Trägers aufgestellten Vertikalen.

Dieses Verfahren hat jedoch den Uebelstand, dafs bei willkührlich anzunehmender Querschnittsfläche der unteren Gurtung, d. h. bei *a priori* — vielleicht nicht glücklich — gewählter Gröfse des Werthes von P, das ganze Pfeilverhältnifs des Parabelträgers möglicherweise sehr ungünstig sich herausstellt. Mit Rücksicht hierauf dürfte es viel angemessener sein, von einer bestimmten und gegebenen Pfeilhöhe auszugehen, indem man diese als Function der jedesmaligen Trägerlänge betrachtet. Die Aufgabe besteht alsdann darin, nach einem bestimmt vorliegenden Pfeilverhältnifs den Querschnitt der unteren Gurtung zu ermitteln, während im ersteren Falle von der gegebenen Gröfse dieses Querschnittes die ganze Form des Parabelbogens abhängig gemacht wurde. Hiervon ausgehend, ergiebt sich für den Werth von t für die Mitte des Bogens, dessen Höhe h als gegeben vorausgesetzt wird,

$$t = \frac{1}{8} \frac{q l^2}{f h} .$$

Durch Substitution dieses Ausdrucks in die obere Gleichung entsteht

$$y = \frac{4 h x (l-x)}{l^2} .$$

Nach dem verschiedenen Verhältnifs von $\frac{h}{l}$ wird nun

$$1) \; y = \frac{2}{5} \frac{x(l-x)}{l}, \text{ für } \frac{h}{l} = \frac{1}{10}$$

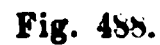
$$2) \; y = \frac{4}{9} \frac{x(l-x)}{l}, \text{ für } \frac{h}{l} = \frac{1}{9}$$

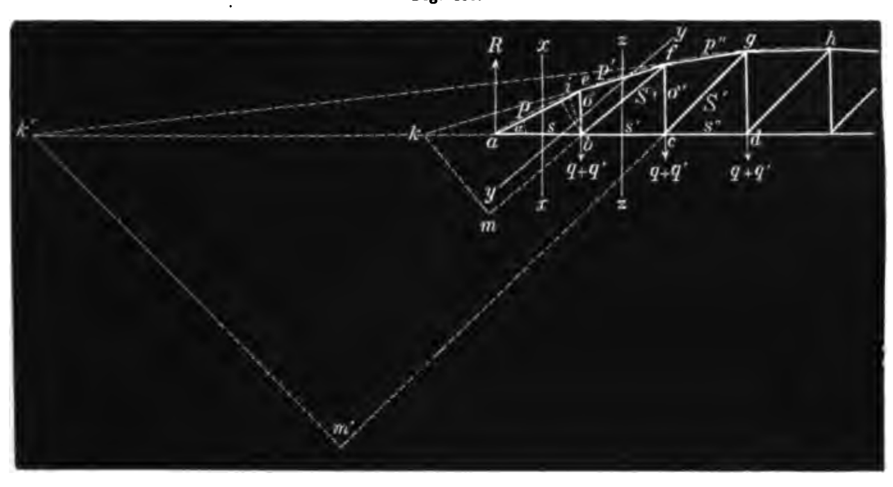
$$3) \; y = \frac{1}{2} \frac{x(l-x)}{l}, \text{ für } \frac{h}{l} = \frac{1}{8} .$$

Hiernach sind die Ordinatenhöhen in den verschiedenen Knotenpunkten des Trägers bestimmt.

Auf sehr einfache und zweckmäfsige Weise lassen sich nach der Ritter'schen Methode die Spannungen der verschiedenen Constructionstheile dadurch ermitteln, dafs man den Träger an einer beliebigen Stelle durchschneidet, und das statische Moment aller, auf dieses abgeschnittene Stück einwirkenden Kräfte gleich Null setzt. Hierbei sucht man die Durchschnittslinie so zu legen, dafs nur drei Verbandstücke von derselben getroffen werden. Wählt man nun denjenigen Punkt als Momentenpunkt, in welchem zwei von diesen Stücken sich

schneiden, so ergiebt sich dadurch unmittelbar die Inanspruchnahme des dritten, mit durchschnittenen Theiles. In Nachfolgendem soll von dieser Methode, deren auch bereits früher Erwähnung gethan, eine kurze Anwendung gemacht werden.


Fig. 488.



Wir denken zu diesem Zweck einen parabolischen Träger, Fig. 488, dessen untere Horizontalverbindung durch $n - 1$ Vertikalstangen in n gleiche Theile getheilt sei. Jeder Knotenpunkt werde hier durch das Eigengewicht des Trägers mit q, und durch die zusätzliche Belastung mit q' belastet. Es beträgt demnach die Reaction gegen die Stangenverbindung an jedem Endauflager:

$$R = \frac{(n - 1)\,(q + q')}{2}.$$

Um nun zunächst die Pressung p in der untersten Seite der polygonalen Gurtung zu ermitteln, denke man einen Vertikalschnitt xx, und für das dadurch links abgeschnittene Stück die statische Momentengleichung mit Bezug auf den Drehpunkt b aufgestellt. Dadurch wird

$$\frac{(n - 1)\,(q + q')}{2} \cdot ab + p\,.\,ab \sin\alpha = 0\,;$$

hieraus

$$1)\quad p = -\,\frac{(n - 1)\,(q + q')}{2} \cdot \operatorname{cosec}\alpha.$$

Das negative Vorzeichen deutet eine Druckspannung an.

Die Spannung s in dem Zugstangenstück ab ergiebt sich dadurch, daſs man den Drehpunkt nach dem Punkte e hin verlegt; alsdann wird

$$\frac{(n - 1)\,(q + q')}{2} \cdot ab - s\,.\,be = 0, \text{ und}$$

$$2)\quad s = \frac{(n - 1)\,(q + q')}{2} \cdot \operatorname{cotg}\alpha.$$

Legt man einen Schnitt yy in schräger Richtung, so daſs dadurch drei

Verbandstücke geschnitten werden, und wählt man den Durchschnittspunkt k der betreffenden Gurtungsstücke als Momentenpunkt, so findet sich die Spannung σ der ersten Vertikalen aus

$$\sigma \,.\, bk - \frac{(n-1)(q+q')}{2} \cdot ak = 0, \text{ daher}$$

$$3)\quad \sigma = \frac{(n-1)(q+q')}{2} \cdot \frac{ak}{bk}.$$

Die Verlegung des Drehpunktes nach dem Punkte b hin giebt die Pressung p' aus der Gleichung

$$\frac{(n-1)(q+q')}{2} \cdot ab + p' \,.\, bi = 0, \text{ hieraus}$$

$$4)\quad p' = -\frac{(n-1)(q+q')}{2} \cdot \frac{ab}{bi}.$$

Um die Spannung s' in dem Zugstangenstück bc zu erhalten, denke man einen Schnitt zz, und den Punkt f als Drehpunkt; alsdann entsteht

$$\frac{(n-1)(q+q')}{2} \,.\, ac - (q+q')\, bc - s' \,.\, fc = 0, \text{ daher}$$

$$5)\quad s' = \frac{(n-2)(q+q')}{2} \cdot \frac{ac}{fc}.$$

Ferner ergiebt sich für denselben Schnitt, unter Annahme des Punktes k als Momentenpunkt,

$$-S \,.\, km - \frac{(n-1)(q+q')}{2} \cdot ak + (q+q')\, bk = 0,$$

und hieraus

$$6)\quad S = \left\{(q+q')\, bk - \frac{(n-1)(q+q')}{2} \cdot ak\right\} \frac{1}{km}.$$

Der in diesem Ausdruck enthaltene positive Summand wirkt auf Vermehrung, der negative Summand auf Verminderung der Spannung von S ein. Es erreicht also die mit $S_{\min.}$ bezeichnete Druckspannung der Diagonale bf ein Maximum, wenn der Punkt b nur durch das betreffende Eigengewicht q des Trägers belastet ist, während in den übrigen Knotenpunkten die volle Belastung $q + q'$ verbleibt. Tritt dagegen in dem Punkte b allein die Belastung $q + q'$, in allen übrigen Knotenpunkten nur die aus dem Eigengewicht hervorgehende Belastung q auf, so erleidet in solchem Falle die Diagonale bf ihre gröfste Zugspannung.

Setzen wir den ersteren Fall voraus, so verringert sich zugleich der Auflagerdruck, insofern mit dem Verschwinden der Last q' im Punkte b auch der, von derselben gelieferte Beitrag zur Reaction fortfällt; dieser Zuwachs beträgt aber

$$\frac{q'(n-1)}{n},$$

und es ist demnach die gröfste Druckspannung der Diagonale bf

$$S_{\text{min.}} = \left[q \,.\, bk - \left\{\frac{(n-1)(q+q')}{2} - \frac{q'(n-1)}{n}\right\} ak\right]\frac{1}{km}.$$

Nehmen wir nun an, dafs die **Eckpunkte** der polygonalen Gurtung in einer **Parabel** liegen, so ist die Spannung sämmtlicher Diagonalen bei **voller** und **gleichmäfsiger** Belastung des Trägers gleich Null; hieraus folgt dann aus 6),

$$(q+q')\, bk = \frac{(n-1)(q+q')}{2}\, ak.$$

Diese Gleichung giebt ein Mittel, durch **Construction** den Punkt k zu finden, in welchem die Linien ac und ef sich schneiden. Betrachten wir nämlich den horizontalen Abstand der Vertikalen von einander als **Einheit**, bezeichnen wir also die Länge $ab = bc = cd$ mit 1 und die Länge ak mit x, so wird

$$1 + x = (n-1)\frac{x}{2};$$

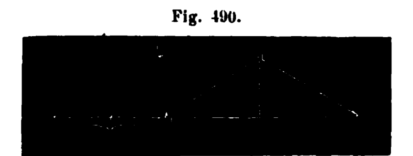
hieraus

$$\text{I. } x = \frac{2}{n-3}.$$

Für $n = 2$, wird $x = -2$; der Durchschnittspunkt der beiden gedachten Linien liegt also auf der entgegengesetzten Seite, vergl. Fig. 489.

Fig. 489.

Fig. 490.



Setzen wir $n = 3$, so wird

$$x = \frac{2}{0},$$

ein Quotient, der eigentlich **keinen** Werth hat, insofern man unter „**Werth**" jeden Ausdruck versteht, mit dem sich rechnen läfst. Der Ausdruck $\frac{2}{0}$ ist aber „**unberechenbar**"; er existirt deshalb nicht. Nehmen wir aber den Quotienten $\frac{2}{0}$, wie dies in der Regel geschieht, gleichbedeutend mit ∞ an, so liegt der Durchschnittspunkt k in der Unendlichkeit. Die Sehne ef hat dann eine horizontale Lage, und es stellt demnach Fig. 490 die aus diesem Fall hervorgehende Trägerform dar.

Ist $n = 4$, enthält also der Parabelträger **drei** Lastpunkte, so wird

$$x = 2.$$

Nachdem nun die Höhe h des Parabelträgers, Fig. 491, mit Rücksicht auf ein günstiges Pfeilverhältnifs bestimmt worden, trage man $2ab$ von a nach k hin auf, verbinde k mit f, und schneide diese Linie durch die im Punkte b zu errichtende Vertikale ab; hierdurch ist der Punkt e fixirt.

Ganz ähnlich gestaltet sich die Construction in dem Falle, dafs die Zahl der Knotenpunkte sich auf 4 vermehrt; setzen wir dem entsprechend $n = 5$, so wird

$$x = 1.$$

Fig. 491.

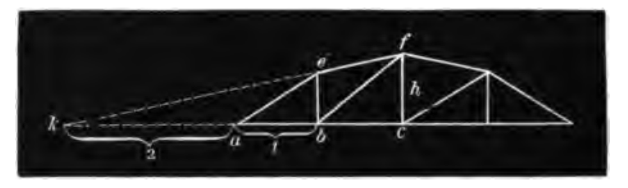


Fig. 492 giebt das Constructionsverfahren für diesen Fall, wobei die gröfste Ordinate h wieder wie vorhin zu ermitteln ist.

Fig. 492.



Um die Spannung S' zu erhalten, nehme man den Punkt k', Fig. 488, als Drehpunkt für die statische Momentengleichung, wodurch sich ergiebt:

$$(q + q')\,b\,k' + (q + q')\,c\,k' - \frac{(n-1)\,(q + q')}{2} \cdot a\,k' - S' \,.\, k'm' = 0,$$

mithin

$$7)\quad S' = \left\{(q + q')\,b\,k' + (q + q')\,c\,k' - \frac{(n-1)\,(q + q')}{2} \cdot a\,k'\right\} \frac{1}{k'm'} \cdot$$

Für eine parabolische Trägerform, bei der, unter der vorausgesetzten Bedingung einer gleichmäfsigen Belastung,

$$S' = 0$$

ist, wird

$$b\,k' + c\,k' = \frac{n-1}{2} \cdot a\,k',$$

oder, indem wir $a\,k'$ mit y bezeichnen,

$$1 + y + 2 + y = \frac{n-1}{2} \cdot y,$$

und hieraus

$$\text{II.}\quad y = \frac{6}{n-5} \cdot$$

Für einen Parabelträger mit 6 Trägerfeldern, $n = 6$ gesetzt, entsteht

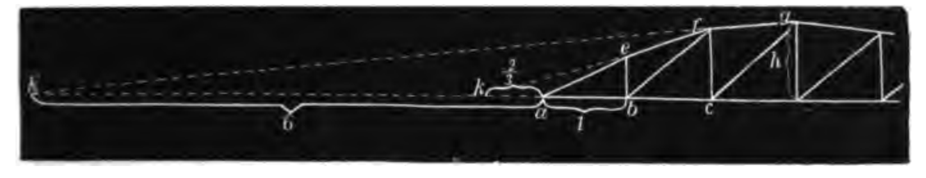
$$y = 6.$$

Um daher die polygonale Gurtung desselben zu construiren, ermittele man zunächst die gröfste Pfeilhöhe h, Fig. 493, mache $a\,k' = 6\,a\,b$, und verbinde k'

mit g; diese Linie wird von der, in dem Lastpunkte c errichteten Vertikalen im Punkte f geschnitten. Hierauf bestimme man mittelst der in I. aufgestellten Formel die richtige Lage des Punktes k; für $n = 6$ ergiebt sich nämlich

$$x = \frac{2}{3}.$$

Fig. 493.



Man trage demnach $\frac{2}{3} ab$ von a nach k hin auf, und schneide auf der Linie kf durch die zweite, in b errichtete Vertikale den Punkt e ab; endlich verbinde man die Punkte e und a.

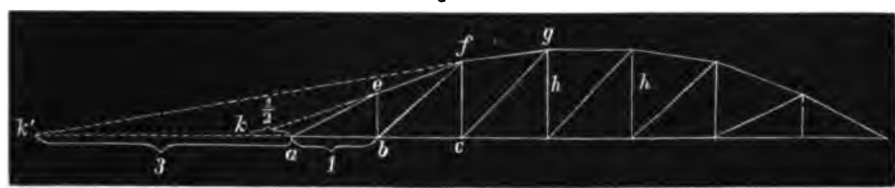
Bei einem Parabelträger, der 7 Felder enthält, wird, vergl. Fig. 494,

$$y = 3, \text{ und}$$

$$x = \frac{1}{2},$$

wodurch die Form der polygonalen Gurtung bestimmt ist.

Fig. 494.



Wenn endlich, bei noch gröfserer Spannweite des Trägers, die Zahl der Felder sich bis auf 8 vermehrt, so wäre zunächst der Durchschnittspunkt k'' der Linien ad und gh, Fig. 495, zu construiren; indem wir diesen Punkt als Mo-

Fig. 495.



mentenpunkt für das betreffende abgeschnittene Stück wählen, und die Länge ak'' mit z bezeichnen, ergiebt sich:

$$1 + z + 2 + z + 3 + z = \frac{n-1}{2}$$

$$\text{III. } z = \frac{12}{n-7}.$$

Für $n = 8$ wird

$$z = 12.$$

Ferner giebt die Gleichung II

$$y = 2$$

und die Gleichung I

$$x = \frac{2}{5}.$$

Hiernach ist die Construction der polygonalen Gurtung in Fig. 495 ausgeführt.

Eine wesentliche Abweichung, sowohl in der Form der bisher betrachteten Parabelbalken, wie in den Spannungsverhältnissen der Einzeltheile desselben, tritt bei denjenigen Trägern hervor, die von Schwedler in neuerer Zeit construirt und seitdem vielfach zu Brückenbauten in Anwendung gekommen sind.

Wie bereits oben bemerkt, müssen die Diagonalen, wenn sie in jedem Trägerfelde nur einfach vorkommen, einen solchen Querschnitt erhalten, dafs sie mit Rücksicht auf schiefe oder ungleichmäfsige Belastung einer Druckspannung genügen. Dieser Umstand hat nun Schwedler veranlafst, die Form der parabolischen Gurtung, bedingt durch die Höhenlage ihrer Lastpunkte, in der Weise festzustellen, dafs die Grenzwerthe in der Spannung der Diagonalen, je nach der verschiedenen Belastung des Trägers, zwischen Null und ihrer gröfsten Zugspannung liegen. Eine Druckkraft soll daher stets in ihnen vermieden werden. So stellt Fig. 496 in seiner äufseren Gestalt einen der Hauptbrückenträger dar, wie sie über die Brahe bei Bromberg zur Ausführung gekommen sind. Für die Berechnung der Diagonalen war der ungünstigste Fall mafsgebend, der nämlich, dafs, von einer beliebigen Diagonale ausgehend, der Brückentheil bis zum nächstliegenden Auflager unbelastet bleibt, während der andere Theil im vollbelasteten Zustande sich befindet. Dies ist der Grund, weshalb die obere Gurtung in den drei mittelsten Feldern eine horizontale Lage annimmt; weiter nach den Auflagerenden zu liegen die Eckpunkte derselben in einer Parabel, deren Achse und Scheitel mit dem Stützpunkte des Trägers zusammenfällt.

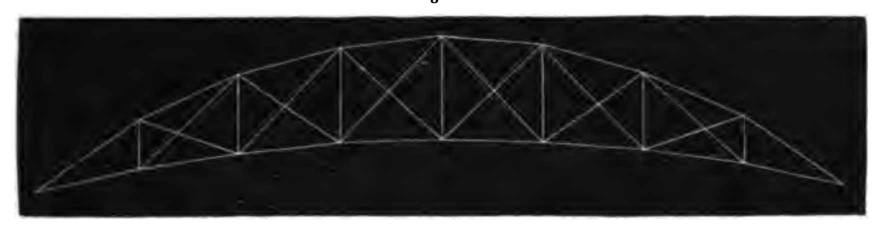
Fig. 496.

Die Druckkräfte nehmen in dieser Gurtung, abweichend davon, wie sie bei den gewöhnlichen Parabelbalken auftreten, von den Enden nach der Mitte hin zu, indem sie nur in den drei mittelsten Abtheilungen gleich grofs sind; eine gleiche Zunahme der Spannung erfolgt auch in den Feldern der unteren Gurtung, und zwar in der Art, dafs solche im Mittelfelde ihr Maximum erreicht. Als Hauptträger einer Eisenbahnbrücke verwendet, haben diese Träger, verglichen zu den gewöhnlichen Blech- oder Gitterbalken, den Uebelstand, dafs die gedrückten Gurtungen nur in den mittleren Abtheilungen durch Kreuzbänder untereinander verbunden und ausgesteift werden können; in der Nähe der Auflagerenden ist eine solche Verbindung unmöglich.

Eine Specialität der Parabelbalken bilden die sichelförmigen Träger;

dieselben unterscheiden sich von den ersteren nur dadurch, dafs auch die *untere Gurtung stetig* gekrümmt, oder *polygonal* gestaltet ist; das letztere findet wohl in der Regel statt. Es bilden demnach *beide* Gurtungen zwei, aus einer gleichen Seitenzahl bestehende Polygone, deren Eckpunkte in Parabeln von ungleichem Pfeilverhältnifs liegen. In Fig. 497 ist die Ansicht eines *Sichelträgers* mit Kreuzdiagonalen dargestellt.

Fig. 497.

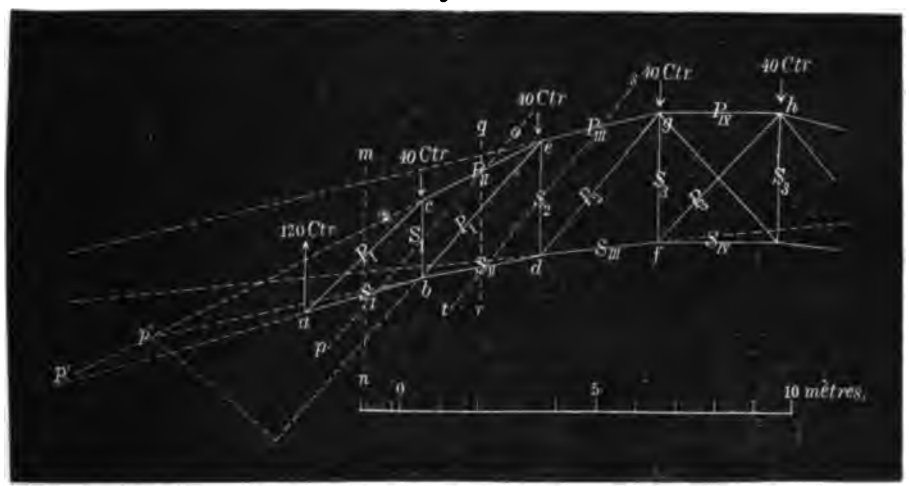


Die Spannungsverhältnisse in der oberen Gurtung, in den Diagonalen und Vertikalen bleiben ganz dieselben, wie bei den bisher erörterten Parabelbalken; nur hinsichtlich der Spannung in den einzelnen Feldern der *unteren* Gurtung tritt eine Aenderung ein, die, analog in dem oberen Rahmstück, schon durch die gebrochene Form derselben nothwendig bedingt ist.

Der Hauptvortheil dieser Träger besteht darin, dafs dieselben in ihrer äufseren Erscheinung leichter und eleganter sind, insofern die zwischen den Gurtungen befindlichen Verbandstücke nicht unerheblich kürzer werden; überdiefs erleiden die gedrückten Theile eine günstigere Inanspruchnahme. Auch bieten sie eine willkommene Gelegenheit dar, eine massive Decke in gewölbter Form anzuordnen, wie solche beispielsweise bei dem grofsen Saale des neuen *Börsengebäudes in Berlin* zur Ausführung gekommen ist.

In Nachfolgendem soll an einem Zahlenbeispiel die Spannung der einzelnen Verbandstücke des Sichelträgers ausschliefslich nach der *Ritter*'schen Methode nachgewiesen und hierauf die Richtigkeit der Rechnung auf *graphostatische* Weise controllirt werden:

Fig. 498.



Der in Fig. 498 dargestellte Träger enthalte in seiner linken Hälfte

rechts aufsteigende und in seiner rechten Hälfte links aufsteigende Diagonalen, während in dem mittleren Trägerfelde Kreuzdiagonalen vorhanden sind. Die Belastung in jedem der oberen Knotenpunkte sei 40 Ctr.; es beträgt daher die Reaction gegen die Stangenverbindung 120 Ctr.

Um zunächst die Pressung P_{I} in dem Endstück ac der oberen Gurtung zu ermitteln, denke man einen Vertikalschnitt mn und irgend einen Punkt in der mitdurchschnittenen Stange ab, etwa b, als Drehpunkt angenommen; alsdann wird:

$$120 \,.\, 3 + P_{I} \,.\, 1{,}45 = 0; \text{ hieraus}$$

$$P_{I} = -\, 248{,}4 \text{ Ctr.}$$

Mit Bezug auf den Punkt c als Drehpunkt wird:

$$120 \,.\, 3 - S_{I} \,.\, 1{,}93 = 0, \text{ daher}$$

$$S_{I} = +\, 186{,}5 \text{ Ctr.}$$

Um die Spannung S_1 zu ermitteln, denke man den schrägen Schnitt op und den Punkt p' als Momentenpunkt; dadurch entsteht:

$$-\, 120 \,.\, 6{,}25 + 40 \,.\, 9{,}25 + S_1 \,.\, 9{,}25 = 0, \text{ und}$$

$$S_1 = +\, 41{,}08 \text{ Ctr.}$$

Für das durch den Vertikalschnitt qr abgeschnittene Stück ergiebt sich die statische Momentengleichung, in Bezug auf den Punkt e als Drehpunkt,

$$120 \,.\, 6 - 40 \,.\, 3 - S_{II} \,.\, 2{,}8 = 0, \text{ mithin}$$

$$S_{II} = +\, 214{,}3 \text{ Ctr.};$$

bezüglich des Drehpunktes b wird

$$120 \,.\, 3 + P_{II} \,.\, 1{,}8 = 0$$

$$P_{II} = -\, 200 \text{ Ctr.}$$

Endlich für den Momentenpunkt p''

$$-\, 120 \,.\, 3{,}77 + 40 \,.\, 6{,}77 - P_1 \,.\, 4{,}1 = 0$$

$$P_1 = -\, 44{,}2 \text{ Ctr.}$$

Die Spannung S_2 findet sich aus dem, durch den Schnitt st abgeschnittenen Stück, wobei der Durchschnittspunkt der Linien bd und eg als Drehpunkt dient; die betreffende Gleichung ist:

$$-\, 120 \,.\, 77 \,.\, + 40 \,.\, 80 + 40 \,.\, 83 + S_2 \,.\, 83 = 0, \text{ hieraus}$$

$$S_2 = +\, 32{,}77 \text{ Ctr.}$$

Ferner ergeben sich die Spannungen P_{III} und S_{III} leicht dadurch, dafs man einen Schnitt vertikal durch das dritte Feld legt, und beziehungsweise die Punkte d und g als Drehpunkte wählt. Im ersten Falle wird:

$$120 \,.\, 6 - 40 \,.\, 3 + P_{III} \,.\, 2,79 = 0, \text{ daher}$$

$$P_{III} = -215 \text{ Ctr.},$$

und im anderen Falle:

$$120 \,.\, 9 - 40 \,.\, 6 - 40 \,.\, 3 - S_{III} \,.\, 3,3 = 0, \text{ oder}$$

$$S_{III} = +218,2 \text{ Ctr.}$$

Mit Bezug auf denselben Vertikalschnitt und den als Drehpunkt gewählten Durchschnittspunkt der Linien df und eg ergiebt sich:

$$-120 \,.\, 14,5 + 40 \,.\, 17,5 + 40 \,.\, 20,5 - P_2 \,.\, 14,1 = 0, \text{ hieraus}$$

$$P_2 = -15,6 \text{ Ctr.}$$

Die Spannung P_3 der beiden mittleren Kreuzdiagonalen ist gleich Null und die der zugehörigen parallelen Gurtungsstücke in algebraischer Hinsicht gleich grofs. Die Pressung P_{IV} geht aus der Momentengleichung hervor, welche dem schräge durch gh gedachten Schnitt zu Grunde liegt, und zwar in Bezug auf den Punkt f als Drehpunkt, nämlich

$$120 \,.\, 9 - 40 \,.\, 6 - 40 \,.\, 3 + P_{IV} \,.\, 3,32 = 0, \text{ also}$$

$$P_{IV} = -216,9 \text{ Ctr.}$$

Für denselben Schnitt, aber bezogen auf den rechts liegenden Durchschnittspunkt der Linien df und gh, findet sich endlich die Spannung S_3 aus der Gleichung

$$+120 \,.\, 41,7 - 40 \,.\, 38,7 - 40 \,.\, 35,7 - 40 \,.\, 32,7 - S_3 \,.\, 32,7 = 0,$$

mithin

$$S_3 = +22,02 \text{ Ctr.}$$

Eine Controlle für die Richtigkeit obiger Resultate läfst sich auf graphostatischem Wege durch Aufzeichnung des Kräfte-Schemas gewinnen:

Man trage zu diesem Zweck auf die Vertikale BC, Fig 499, nach einem beliebigen Mafsstabe (im vorliegenden Falle ist die Gewichtseinheit auf 10 Ctr. angenommen) $3 \,.\, 40 = 120$ Ctr. auf und ziehe von den Endpunkten B und C parallele Linien zu ac und bc in Fig. 498. Alsdann ist die Pressung P_I durch die Länge der Linie AC, und die Zugspannung S_I durch die Linie AB ausgedrückt.

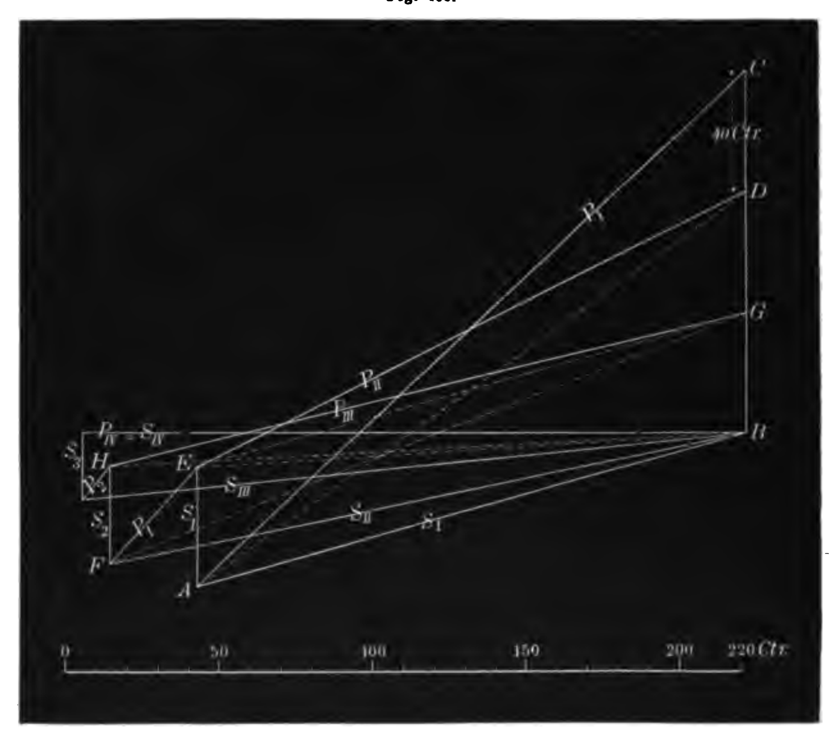
Auf den Punkt c wirken 4 Kräfte ein; da zwei derselben bereits bekannt sind, so fasse man diese, nämlich P_I und die 40 Ctr., zur Mittelkraft AD zusammen und construire von den Endpunkten A und D die zu bc, resp. zu ce parallelen Linien AE und DE; diese letzteren repräsentiren dann die Spannungen S_1 und P_{II}.

Auch der Punkt b wird von 4 Kräften angegriffen. Aus den bereits gefundenen Werthen S_I und S_1 resultirt die Mittelkraft BE; diese wäre noch in die beiden Seitenkräfte $BF = S_{II}$ und $EF = P_1$ zu zerlegen.

Im Punkte e haben 5 Kräfte ihren Angriffspunkt. Man construire daher zunächst aus den beiden Seitenkräften $DE = P_{II}$ und $DG = 40$ Ctr. die Mittel-

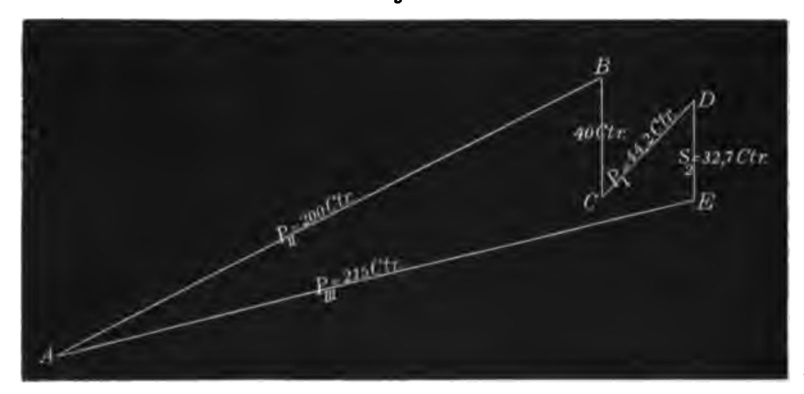
kraft EG, und vereinige diese mit der Seitenkraft $EF = P_1$ zu der Resultirenden FG; durch Zerlegung der letzteren nach den Richtungen GH und FH, parallel zu den Linien *eg* und *de*, ergeben sich dann unmittelbar die Spannungen P_{III} und S_2.

Fig. 499.



In gleicher Weise lassen sich auch die übrigen Kräfte schematisch ermitteln, wie dies aus Fig. 499 deutlich zu entnehmen.

Fig. 500.



Eine anderweitige Controlle erhält man schliefslich noch dadurch, dafs man in Bezug auf einen beliebigen, etwa auf den in der oberen Gurtung liegenden Punkt *e*, die Untersuchung anstellt, ob die diesen Punkt angreifenden Kräfte,

ihrer **Intensität** und ihrer **Richtung** nach, sich zu einem **geschlossenen Polygon** vereinigen lassen, — eine Bedingung, die ohne Zweifel zutreffen mufs, wenn die äufseren und inneren Kräfte in jenem Punkte im Gleichgewicht sind. Man construire daher in Fig. 500 die Linie AB parallel zu ce und trage auf dieselbe die Spannung $P_{II} = 200$ Ctr. auf; vom Punkte B zeichne man vertikal abwärts die Linie $BC = 40$ Ctr., construire von C eine Parallele zu be und mache dieselbe so grofs wie P_1, also gleich 44,2 Ctr. Endlich füge man noch die Vertikale $DE = 32{,}7$ Ctr. hinzu und verbinde die Punkte A und E. Diese Linie mufs alsdann ihrer **Richtung** nach parallel mit eg sein und ihrer **Länge** nach die Pressung $P_{III} = 215$ Ctr. liefern. —

Drittes Kapitel.

Construction der Decken.

Es sind hierbei zwei Hauptabtheilungen zu unterscheiden, nämlich:

I. Vollständig feuersichere Decken ohne Anwendung von Holz.

II. Nicht vollständig feuersichere Decken, bei denen also die Anwendung von hölzernen Balken, oder Unterzügen nicht ausgeschlossen ist.

I. Vollständig feuersichere Decken ohne Anwendung von Holz.

Der Schlufs dieser Decken kann auf folgende Weise hergestellt werden:

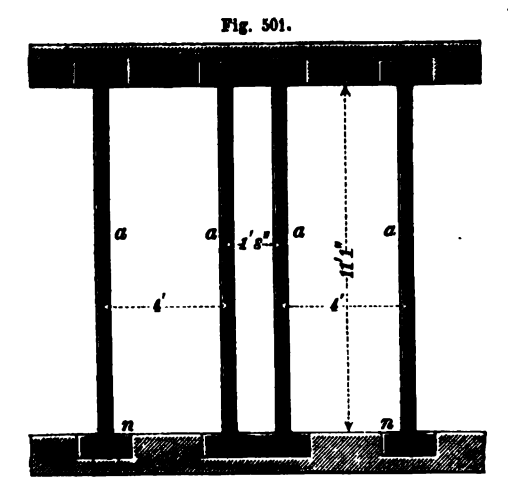
1) durch Steinplatten, die je nach ihrer Stärke in einfachen, oder mehrfach übereinander gelegten Schichten durch eiserne Träger unterstützt werden;

2) durch eiserne Roste, mit deren Hülfe man gröfsere Decken in kleinere Abtheilungen theilt, die dann einzeln durch Töpfe, oder mit einer, zu einem dünnen Brei angerührten Gipsmasse auszusetzen sind;

3) durch Gewölbe, deren Widerlager auf eisernen Trägern ruht.

Ad 1). Ein hierher gehöriges Beispiel zeigt die, als Plattform construirte Decke über dem Portikus eines Gebäudes in London, wovon Fig. 501 einen Theil des Grundrisses, Fig. 502 den Quer- und Fig. 503 den Längendurchschnitt darstellt. Es ist hieraus zu ersehen, dafs die einfach T-förmigen gufseisernen Träger *aa*.., bei einer Höhe von 6″ und einer freitragenden Länge von 11′ 1″, abwechselnd in Entfernungen von 4′ und 1′ 8″ angeordnet sind. Um der über ihnen befindlichen 3-fachen Fliesen- oder Ziegellage von je 1″ Stärke eine gesicherte Unterstützung zu geben, sind sie, zum Nachtheil ihrer gröfseren Tragfähigkeit, so verlegt, dafs die horizontale Rippe über der vertikalen sich befindet, obgleich die umgekehrte Lage des Trägers bei der gegebenen Querschnittsform gewifs

Fig. 501.



eine gröſsere relative Festigkeit desselben bedingt. An beiden Enden ist die horizontale Rippe vertikal abwärts geführt und zu einer Auflagerplatte erweitert; mit dieser letzteren ist der Träger auf ein Quaderstück *n* gelegt und mittelst Steinschrauben befestigt. In Ermangelung eines solchen Sandstein- oder Granitstückes würde die Befestigung des Trägers mit dem gewöhnlichen Ziegelmauerwerk durch 3 bis 4′ lange, unten mit einem horizontalen Splint versehene Anker zu bewirken sein. Jedenfalls bleibt eine unverrückbare Lage des Trägers eine Hauptbedingung, von der, abgesehen von der Zuverlässigkeit der Steinlage, die Sicherheit einer solchen Construction abhängt; auch wäre der doppelt T-förmige Querschnitt eines Trägers in Guſseisen — oder zweckmäſsiger in Schmiedeeisen — jener oben angewendeten einfachen T-Form vorzuziehen.

Fig. 502.

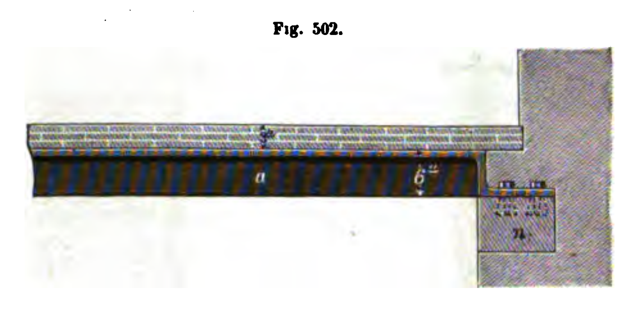
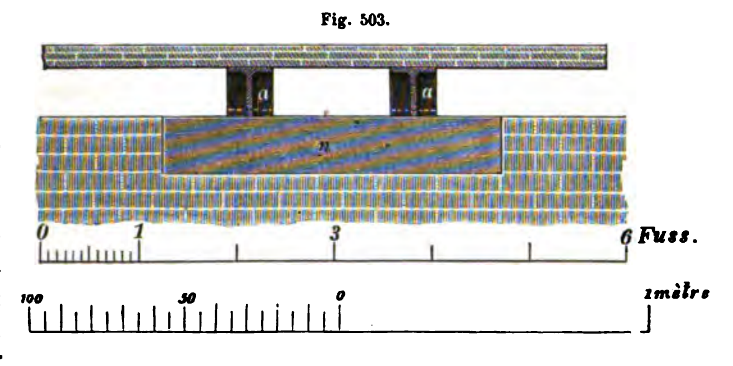


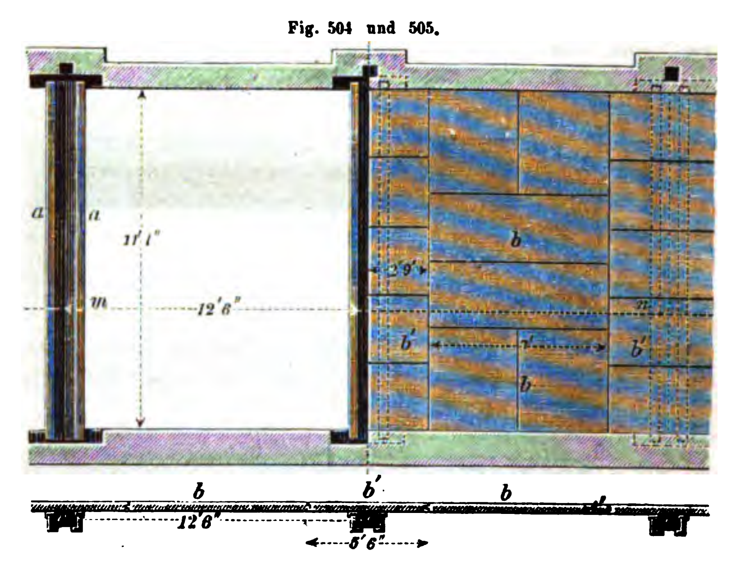
Fig. 503.



Die aus Dachsteinen bestehende, im Ganzen 3″ starke Ziegellage wurde in folgender Weise hergestellt: Zwischen den guſseisernen Trägern, und parallel mit denselben ordnete man mehrere hölzerne Rahmstücke an, unterstützte sie durch vertikale Steifen und verlegte darüber die erforderliche Anzahl von Brettern oder Latten, so daſs sich eine vollständige Verschalung bildete; auf diese legte man die flachen Fliesen in reinem Cement, und zwar in dreifachen Schichten so über einander, daſs hinsichtlich der Lage der Fugen ein regelmäſsiger Verband stattfand. Schon nach einer halben Stunde konnte man, da der Cement inzwischen vollständig erhärtete, das Lehrgerüst fortnehmen und für eine andere Abtheilung benutzen. Statt der dünnen Ziegellagen lassen sich auch stärkere Sandsteinplatten in Anwendung bringen, die über die eisernen Unterlager frei fortgelegt und durch Falze unter einander verbunden werden. In dieser Weise sind Decke und Fuſsboden eines Theils der Gebäude des Hungerford-Marktes in London, vergl. Breymann Theil III Seite 15, construirt. Fig. 504 stellt einen Theil dieser Grundriſs-Anlage dar, und zwar links mit den guſseisernen Balken *aa*..., rechts mit den darüber befindlichen Sandsteinplatten *bb*. Die ersteren sind paarweise neben einander gelegt und durch das Blechstück *c*, Fig. 505 und Fig. 506, zu einem hohlen Kasten von 16″ unterer Breite und 9″ Höhe verbunden; ihre lichte Spannweite be-

trägt 14′ 4″, ihre Entfernung von Mitte zu Mitte 12′ 6″. An den Enden liegen diese Träger auf gufseisernen, mit angegossenen Rippen versehenen Plat-

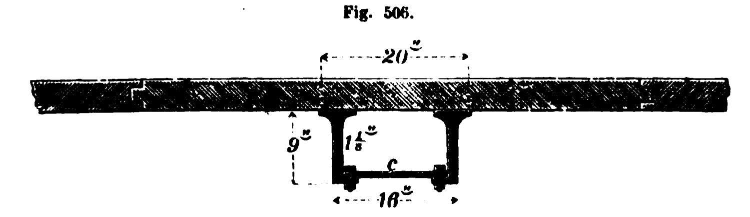
Fig. 504 und 505.



ten, mittelst deren sie mit dem 20″ starken Mauerwerk befestigt sind. Die unmittelbar auf ihnen liegenden Steinplatten *b′* haben eine Länge von 5′ 6″ und eine Stärke von 4″ und tragen mittelst Feder- und Nuthverbindung die anderen, ebenso starken Zwischenplatten *bb*..., die noch eine Länge von 7′ haben. Fig. 505 stellt einen Durchschnitt nach der Linie *mn* des Grundrisses und Fig. 506 den Querschnitt der beiden Träger in gröfserem Mafsstabe dar.

Es ist kaum zu bezweifeln, dafs man derartige Constructionen unter den heutigen Verhältnissen nicht mehr in Anwendung bringen wird, da der sichere Bestand der Decke hier hauptsächlich von der Tragfähigkeit der gufseisernen Träger abhängt, die bei einer so grofsen Freilänge und dem überdies so ungünstigen Querprofil zu gerechten Bedenken Veranlassung geben. — Es ist daher unbedingt vorzuziehen, die Haupttheile einer derartigen Decke stets aus Schmiedeeisen zu construiren und durch Aufstellung von Haupt- und Zwischenträ-

Fig. 506.

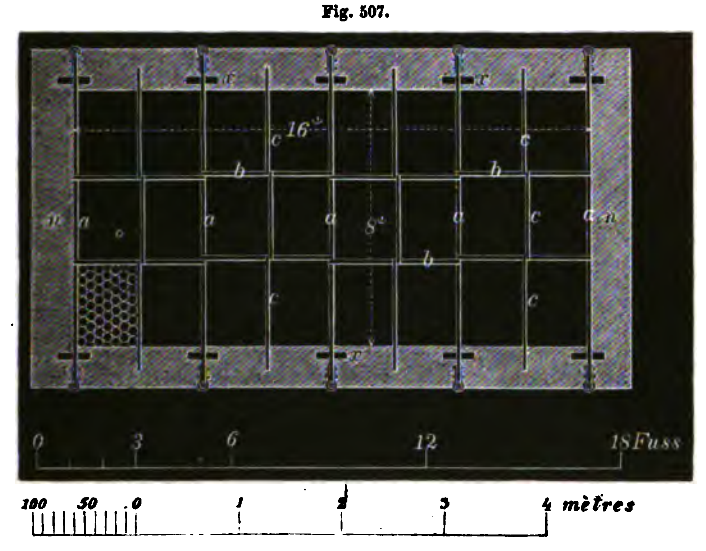


gern kleinere Abtheilungen herzustellen, deren Ausfüllung durch leichte, poröse Steine in Cement, resp. in Gips geschieht.

Ad 2). Die auf diese Weise gebildeten, netzförmigen Systeme sind unter dem Namen der »eisernen Roste« bekannt und haben in früheren Zeiten, besonders in Frankreich, eine vielfache Anwendung gefunden; heutzutage macht man jedoch auch von ihnen keinen weiteren Gebrauch, da sie durch andere und bessere Constructionssysteme ersetzt werden. Fig. 507 zeigt den Grundrifs

einer solchen Anordnung für einen Raum von etwa 2^m5 Breite und 5^m Länge. Die Hauptträger der ganzen Decke sind die **schmiedeeisernen Bogen** *aa*..., von denen die beiden äufsersten dicht neben den Stirnmauern *nn*, die übrigen in gleichen Entfernungen von etwa 1^m bis 1^m25 aufgestellt werden.

Fig. 507.



Zur Verbindung dieser Bogen unter einander dienen die eisernen Längsstäbe *bb*..., die mittelst hakenförmiger Endigungen in die Hauptbogen *aa* eingreifen. Mit diesen Stäben verbinden sich rechtwinklig die Querstäbe *cc*..., so dafs die ganze Decke in quadratische oder in rechteckige Felder getheilt wird, deren Ausfüllung in früherer Zeit häufig durch **Töpfe** erfolgte.

Fig. 508.

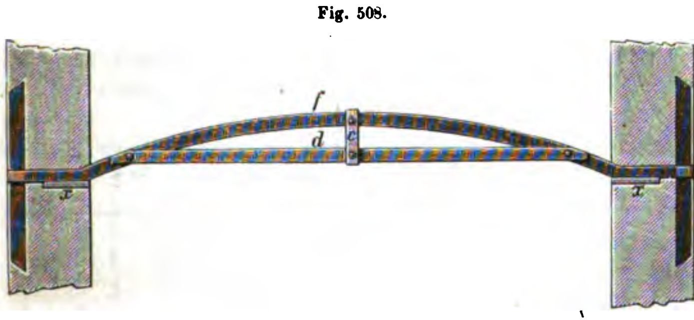


Fig. 508 stellt den Hauptbogen *f* in gröfserem Mafsstabe dar. Aus Flacheisen bestehend, ruht derselbe in der Mauer auf den kleinen Unterlagsplatten *xx*; um den Horizontalschub dieses an beiden Enden mit Oese und Splint versehenen Bogens aufzunehmen, sind die Fufsenden desselben durch die beiden, hochkantig gestellten Schienen *d* verbunden, die mittelst des Bandes *e* an den Scheitel des Bogens angehängt werden.

Fig. 509.

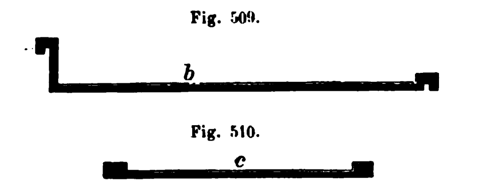


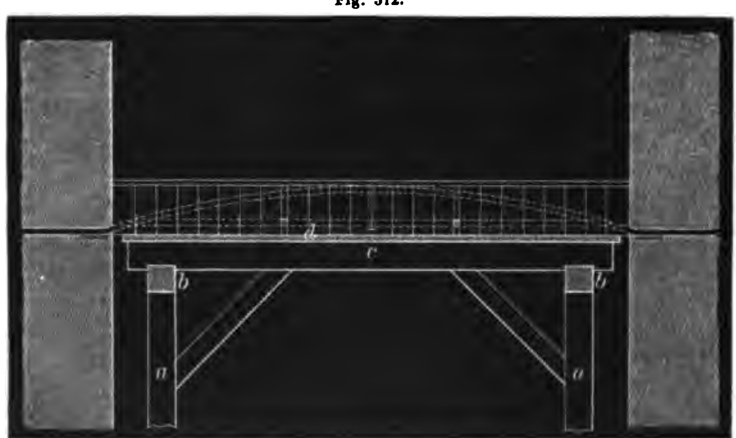
Fig. 510.

Fig. 511.

Die im Grundrifs mit *b* bezeichneten Längsstäbe bestehen aus Quadrateisen, und haben die rechtwinklig gebrochene Gestalt der Fig. 509; mit dem einen, vertikal aufgehobenen Schenkel werden dieselben auf dem Bogen *f*, mit dem anderen horizontalen Arm auf den Zugbändern *dd* befestigt. Fig. 510 stellt den im Grundrifs mit *c* bezeichneten Querstab dar, der mittelst seiner hakenförmigen Endigungen über die horizontalen Arme des Längsstabes rechtwinklig fortgreift. — Fig. 511 endlich zeigt nach vergröfsertem Mafsstabe einen vertikalen Durchschnitt durch die Mitte des Hauptbogens.

Was die Ausmauerung anbetrifft, so dient hierzu das in Fig. 512 angegebene Lehrgerüst; die Stiele *aa* tragen die Rahmstücke *bb*, auf welchen die

Fig. 512.



Querstücke *c* liegen. Auf die darüber fortgestreckte Verschalung *d* wurden die Töpfe, von 10,5 Centim. Durchmesser und 15 bis 18 Centim. Höhe, in Gips mit möglichst engen Fugen versetzt und in ihren Zwischenräumen vergossen. Nach Beseitigung des Lehrgerüstes erfolgt das Verputzen des Plafonds mit einer besseren Gipssorte. Der Fufsboden wird durch Auftragen eines 2,5 Centim. starken Gipsestrichs hergestellt.

Das pro □ Meter einer solchen Decke berechnete Gewicht ergiebt sich aus folgender Tabelle:

Höhe der Töpfe. Centim.	Durchmesser der Töpfe. Centim.	Gewicht pro 1000 Stück. Kilogr.	Gewicht pro □ Meter des Gewölbes. Kilogr.	Preis der Töpfe pro mille. Thlr.
10,4	10,4	575	93	18
13,0	11,7	840	110	26
15,6	12,3	1150	131	35
18,3	13,0	1400	148	44
26,1	14,3	2220	196	67

Der in der letzten Rubrik angegebene Preis bezieht sich auf die Töpfe, die in dem neuen Museum in Berlin zur Anwendung gekommen sind.

Seitdem macht man von den Wölbetöpfen nur einen sehr seltenen Ge-

brauch, da sie in den meisten Fällen durch die »porösen« Steine ersetzt werden.

In der bekannten Fabrik von E. March in Charlottenburg, welche sich früher vielfach mit der Anfertigung von Töpfen beschäftigte, erhielten dieselben einen constanten Durchmesser von 13 Centim. Der Preis der Töpfe richtete sich nach ihrer Höhe, und zwar kosteten dieselben bei einer Höhe von

10,4	Centim.	pro mille	60	Mark
13,0	-	-	72	-
15,6	-	-	96	-
18,3	-	-	126	-
20,9	-	-	162	-
23,5	-	-	195	-
26,1	-	-	225	-

Fig. 513 zeigt im Grundrifs und Fig. 514 im Durchschnitt ein ebenes Topfgewölbe, ausgeführt in der Gallerie des Palais royal zu Paris. Zwischen je 4 frei stehenden, im Grundrifs punktirt angedeuteten Säulen dorischer Ordnung sind in diagonaler Richtung gufseiserne Rostbogen angeordnet, die zur Unterstützung der Decke, und zugleich zur Verankerung der Säulen dienen. Von diesen Bogen geht nur der mit *n* bezeichnete in der ganzen Länge ungetheilt durch, während der andere aus zwei Hälften *mm* besteht, die mittelst angegossener Haken auf den, im Scheitel befindlichen Ausschnitt des ersteren Bogens aufgeklinkt sind. Das dadurch in 4 Dreiecke getheilte Quadrat wurde schwalbenschwanzförmig mit Töpfen von 10,4 Centim. Durchmesser und 20,9 Centim. Höhe ausgesetzt, zu welchem Zweck man sich auch hier einer vollständigen Einschalung bediente. Die Zwischenräume wurden mit Gips gehörig

Fig. 513.

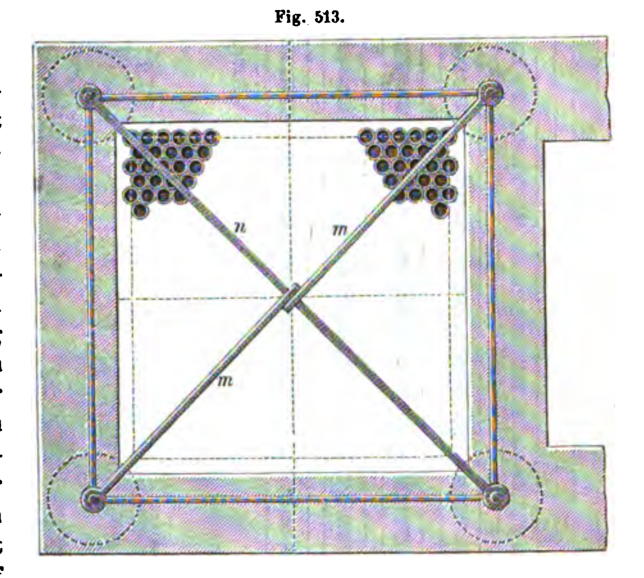


Fig. 514.

ausgegossen und die Träger mit demselben Material oben und unten horizontal abgeglichen.

In den Figuren 515 und 516 sind die Rostbogen in gröfserem Mafsstabe dargestellt.

Fig. 515.

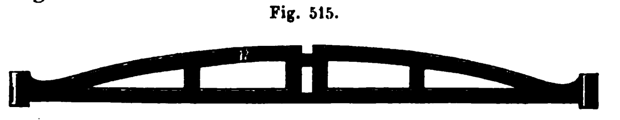
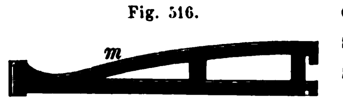


Fig. 516.



In neuerer Zeit wendet man in Paris nur noch solche »eiserne Roste« an, bei denen die Hauptconstructionstheile aus gewalzten T-Eisen bestehen; hölzerne Zwischengebälke finden sich nur noch bei den ältesten Gebäuden; mit Rücksicht auf die hohen Preise des Holzes werden dieselben bei allen Neubauten durch Constructionen aus Gips und Eisen ersetzt.

Fig. 517.

Fig. 518.

Fig. 519.

Fig. 520.

Fig. 517 zeigt die Grundrifsanordnung einer Pariser Zwischendecke, wie sie jetzt bei allen Privat- und öffentlichen Gebäuden fast ausschliefslich

ausgeführt wird. Hierin bezeichnen *aa* ... die, aus T-Eisen bestehenden **Hauptträger** (*les grandes poutres en fer*); ihre Entfernung von einander, die im Allgemeinen von ihrer freitragenden Länge (*portée*) abhängt, kann durchschnittlich, wenn die letztere nicht mehr als 5^m0 bis 5^m75 beträgt, auf 0^m50 bis höchstens 0^m75 angenommen werden; als äufserste Grenze gilt eine freitragende Länge von 7^m, für welchen Fall das in Fig. 518 dargestellte Querprofil zur Anwendung kommt; der laufende Meter dieses Trägers wiegt etwa 42^k; bei geringerer Freilänge desselben tritt eine verhältnifsmäfsige Verringerung seiner Querschnittsdimensionen ein.

Diese Träger, welche ein Auflager von etwa 0^m25 erhalten, werden an beiden Enden fest vermauert und mit Hülfe von Splint und Schiene verankert, wie dies aus den Figuren 519 und 520 ersichtlich ist.

Zur Verbindung der Hauptträger untereinander dienen die, aus Quadrateisen bestehenden **Längsstäbe** oder *entretoises bb*..., welche die in Fig. 521 dargestellte Form erhalten; dieselben greifen in parallelen Reihen durch, deren lichter Abstand von einander durchschnittlich 1^m0 beträgt; ohne in eine festere Verbindung mit den Hauptbalken zu treten, werden sie einfach mit ihren oberen horizontalen Armen auf die Flansche der letzteren aufgehängt, wobei sie noch an beiden Enden auf der unteren Rippe einen Stützpunkt gewinnen; bei uncorrecter Arbeit verlieren sie auch diesen, und die *entretoises* balanciren dann frei beweglich auf der oberen Flansche der T-Eisen. Auf diese Längsstäbe werden zwischen den Hauptträgern gewöhnlich **zwei Querstäbe** *c* (*côtes de vache*) parallel durchgelegt, und mittelst Kupferdraht auf den ersteren Stäben befestigt; ihr Querschnitt ist gerin-

Fig. 521.

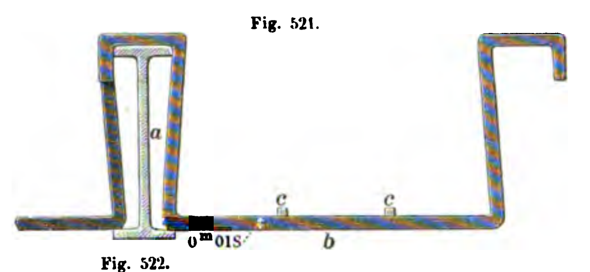
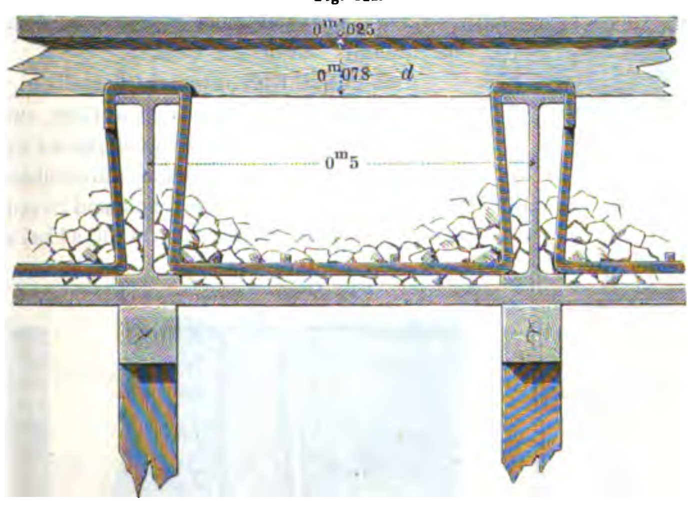


Fig. 522.



ger, als der der Entretoisen; derselbe beträgt etwa nur 0,6 bis 0,8 Centim.□, während der der letzteren auf 1,5 bis 2,0 Centim.□ angenommen werden kann.

Nachdem der Fufsboden auf diese Weise netzförmig geschlossen, ordnet man unterhalb desselben eine Schalung aus breiten und gleich starken Brettern an, die rechtwinklig zur Richtung der Hauptträger dicht neben einander zu liegen kommen; ihre Unterstützung erfolgt durch Stiele und Rahmstücke. Auf diese Schalung wird nun zunächst eine, zu einem dünnen Brei angerührte Gipsmasse ausgegossen und mittelst der Kelle gleichmäfsig verbreitet, so dafs dieselbe die eisernen Quer- und Längsstäbe vollständig deckt. Hierauf drückt man, um der Ausfüllung eine gröfsere Festigkeit zu verleihen, in das so gewonnene weiche Unterlager feste Gipsstücke ein, und zwar die gröfseren Stücke in der Nähe der Träger, an beiden Enden des Faches, die kleineren in der Mitte desselben. Ueber diese festen Stücke — nicht selten Ueberbleibsel eines alten Plafond und noch in reichem Golde die Reminiscenzen ihrer ehemaligen Herrlichkeit an sich tragend — wird endlich noch ein dünnflüssiger Gips in schwächerer Lage ausgebreitet. Die Fig. 522 dient zur Erläuterung dieses Verfahrens. Um einen hölzernen Fufsboden (*parquet*) zu erhalten, ordnet man über den T-Eisen die schwachen, eichenen Lagerhölzer (*lambourdes*) *d* an, auf welchen die Dielen befestigt werden. Da jene Hölzer zwischen den Hauptträgern ohne Unterstützung frei liegen, so tragen sie die ganze variable Belastung der Decke, während die Zwischenfüllung nur durch ihr Eigengewicht belastet ist.

Fig. 523.

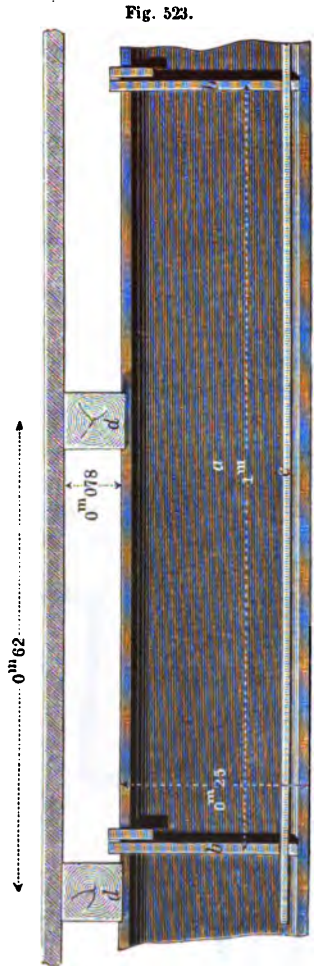


Fig. 523 zeigt ein Stück von dem Längendurchschnitt durch die Decke.

Das ganze Eigengewicht derselben, bestehend aus der Eisenverbindung, der in Gips ausgeführten Zwischendecke, sowie den zugehörigen Lagerhölzern und Fufsbodenbrettern, kann durchschnittlich auf 275 bis 300^k pro □^{m} angenommen werden. Das Gewicht der Eisentheile für sich allein ist nach

Fig. 524.

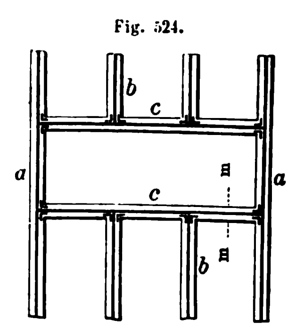
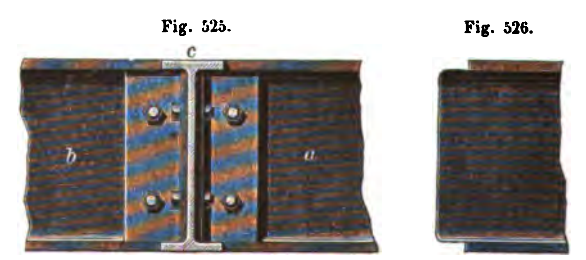


Fig. 525. Fig. 526.



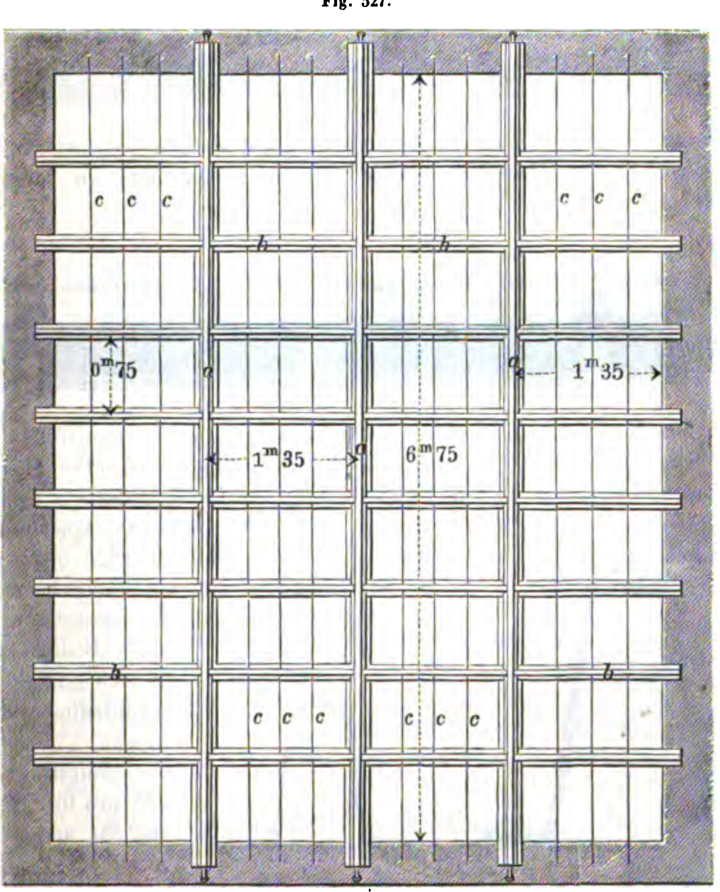
dem Querschnitt der zur Verwendung kommenden Hauptträger sehr verschieden und beträgt etwa 30 bis 40^k pro □^{m}.

An denjenigen Stellen der Decke, wo »Auswechselungen« nothwendig werden, bedient man sich zur Stofsverbindung doppelter Winkeleisen, wie dies aus der Grundrifsanordnung, Fig. 524, hervorgeht; hierin bezeichnen *aa* die ganzen Balken, *bb* die Stichbalken und *cc* die Wechsel. Fig. 525 zeigt einen Durchschnitt nach der Linie *mm*. Da die Träger durchweg von gleicher Höhe sind, so ergiebt sich hieraus die Nothwendigkeit, von beiden Flanschen an den Verbindungsstellen kurze Stücke abzuschlagen, wie dies Fig. 526 veranschaulicht.

Bei einer anderen — patentirten — Construction kommen statt der T-förmigen Träger, hohle, gewalzte Eisen von der Form ⋀ in Anwendung. Es sind dies die sogen. U- oder Zorès-Eisen, die auch bei uns bereits eine mehrfache Verwendung gefunden haben. Die Einzelheiten dieser Construction sind in einer kleinen Schrift niedergelegt, betitelt: *emploi des fers en* ⋀, *dits fers Zorès, dans la construction des planchers, par P. Schwaeblé, ingénieur; prix* 3½ *fr.* 1865.

In Fig. 527 ist der Grundrifs einer nach diesem System auszuführenden

Fig. 527.



Decke dargestellt; *aa*.. bezeichnen hierin die Hauptträger, *bb*.. die Querträger, beide von derselben ⋀-Form, die ersteren jedoch erheblich

stärker, als die anderen. Wegen der gröfseren Steifigkeit der Hauptträger werden dieselben in einer Entfernung von 1^m35 angeordnet; auf ihren unteren, beiderseitig angewalzten Flanschen ruhen die Träger *b*, welche durch Niete (*rivets*), oder durch Bolzen (*boulons*) ihre Befestigung erhalten; parallel mit den Hauptträgern werden wieder die Querstäbe *cc*.. verlegt und auf den Flanschen der Nebenträger vernietet.

Fig. 528.

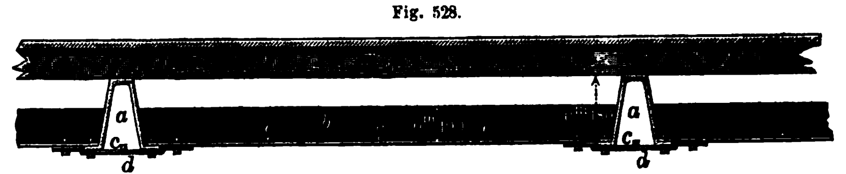
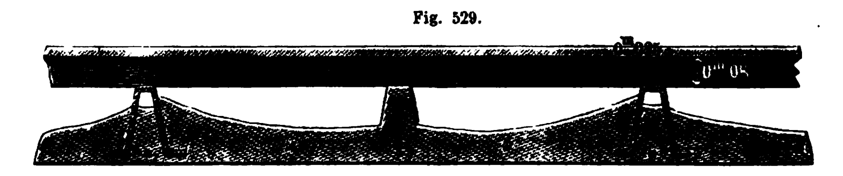


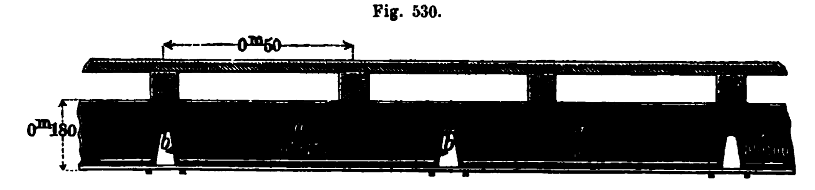
Fig. 528 zeigt die Eisenverbindung und die darüber befindlichen Lagerhölzer (*lambourdes*) im Querdurchschnitt der Decke; Fig. 529 giebt denselben

Fig. 529.



Durchschnitt, jedoch mit der Ausfüllung der Balkenfächer, die, wie gewöhnlich, in Gips erfolgt. Aus Fig. 530 endlich ist die Anordnung im Längendurchschnitt ersichtlich.

Fig. 530.



Um den inneren hohlen Raum der Hauptträger mit Gips ausfüllen zu können, befestigt man an ihren Flanschen, in Entfernungen von 0^m75 bis 1^m0, die Querschienen *dd*.., welche zur Unterstützung des Quadrateisens *c* dienen.

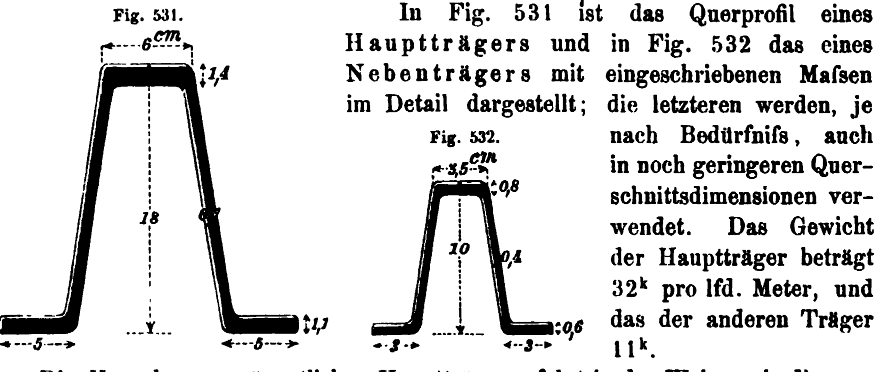


Fig. 531.

Fig. 532.

In Fig. 531 ist das Querprofil eines Hauptträgers und in Fig. 532 das eines Nebenträgers mit eingeschriebenen Mafsen im Detail dargestellt; die letzteren werden, je nach Bedürfnifs, auch in noch geringeren Querschnittsdimensionen verwendet. Das Gewicht der Hauptträger beträgt 32^k pro lfd. Meter, und das der anderen Träger 11^k.

Die Verankerung sämmtlicher Hauptträger erfolgt in der Weise, wie dies aus dem Längendurchschnitt, Fig. 533, hervorgeht. Ein Splintbolzen, an einem Ende mit einem Kopf, am anderen Ende mit Oese und Keil versehen, durchdringt hori-

zontal die beiden Seitenwände des Trägers *a* und wird in seiner Mitte durch das breit geschlagene Ende der Ankerschiene umfafst; der am anderen Ende der Schiene durchgesteckte Splint ist gewöhnlich cylindrisch. In ähnlicher Weise läfst sich auch die Befestigung der bereits oben erwähnten Querschienen *d* herstellen, vergl. Fig. 534; es hat diese Befestigungsweise vor der ersteren sogar den Vorzug, dafs jene Schienen gerade unter der Mitte der Träger *b* ihren Platz finden. Sämmtliche Eisentheile werden zum Schutz gegen den Rost mit einem Firnifs überstrichen.

Fig. 533.

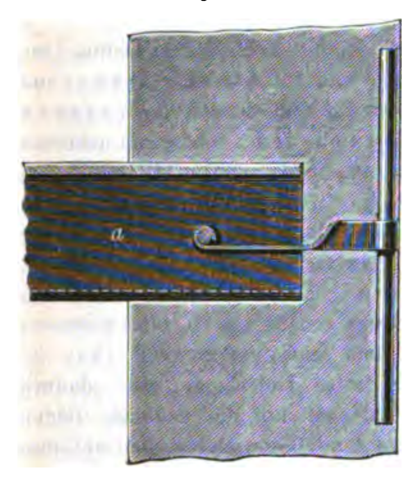


Fig. 534.

Fig. 535.

Fig. 536.

Was die **Fufsbodenbretter** anbetrifft, so bestehen diese gewöhnlich aus **Eichenholz** und erhalten dabei so geringe Längen- und Querschnittsdimensionen, dafs sie von **einem** Arbeiter mit Leichtigkeit verlegt werden können; ihre Länge beträgt durchschnittlich 1^m25 bis 1^m88, ihre Breite 10 und ihre Stärke 2,5 Centim., vergl. Fig. 535. Sämmtliche Bretter erhalten an der einen Seite eine durchlaufende Nuth, an der anderen Seite eine Feder; ihre Befestigung erfolgt durch **versteckt** eingeschlagene Nägel, die in schräger Richtung durch die Nuth und die Lagerhölzer greifen, und deren Köpfe versenkt werden, vergl. Fig. 536.

Wenn in Folge ungenauer Bearbeitung der Lagerhölzer zwischen diesen und den Brettstücken etwa ein Zwischenraum verbleiben sollte, so schiebt man hier einen kleinen eichenen **Keil** *k* hinein, durch den der zur Befestigung erforderliche Nagel durchgreift. Dafs die Bretter dabei überall im Verbande verlegt werden, bedarf kaum der Erwähnung.

Fig. 537.

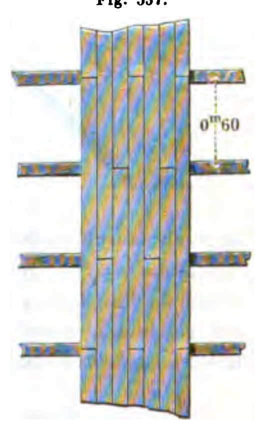


Fig. 537 stellt ein Stück des fertigen Parquets in der Ansicht dar; eine Nagelung ist nirgends sichtbar.

Etwas theurer wird die Anordnung in dem Falle, dafs die Dielstücke in **schräger** Richtung mit abwechselnd **rechts** und **links** aufsteigenden Fugen verlegt werden, wie dies

beispielsweise in der Gallerie des *palais du louvre* geschehen ist. Der Stofs der Bretter findet dabei auf der Mitte einer jeden Schwelle statt. Die Entfernung der letzteren beträgt von Mitte zu Mitte 0^m66, wonach sich die Länge der Bretter bestimmt, vergl. Fig 538. Auch in Deutschland finden sich schon häufig derartige Fufsboden.

Fig. 538.

Nebenbei sei hier noch die Bemerkung hinzugefügt, dafs man für bedeckte Gänge und Hallen, sowie im Erdgeschofs von Kasernen und Krankenhäusern, schon seit mehreren Jahren in Paris, und auch in Wien, einen hölzernen Stab-Fufsboden ohne Nagelung und ohne Anwendung von Lagerhölzern verlegt. Die hierzu verwendeten, gut ausgetrockneten eichenen Brettstücke *aa*, Fig. 539, haben eine Länge von 30 bis 40, eine Breite von 6,0 bis 8,5 und eine Stärke von etwa 3,2 Centim. Ihr festes Unterlager wird dadurch vermittelt, dafs man auf die geebnete Bodenfläche zunächst eine Bétonschicht, und auf diese eine Kieslage ausbreitet, auf die eine 1 bis $1{,}5^{cm}$ starke Asphaltschicht zu liegen kommt; dieser heifs aufgetragene Asphalt dient als unmittelbare Bettung für die eichenen Brettstücke, welche schwalbenschwanzförmig, mit möglichst schmalen Fugen verlegt und mit Hülfe von kleinen eisernen Stiften *cc*.. verbunden werden; die Länge derselben ist gleich der Breite der Bretter, ihre Breite etwa 1,1 und ihre Stärke nur 0,1 Centim. Diese Stifte greifen, wie aus Fig. 539 ersichtlich, mit der Hälfte ihrer Breite in das Hirnholz, und mit der anderen Hälfte in das Langholz der beiden, unter einem rechten Winkel zusammentreffenden Bretter ein; die letzteren werden zu diesem Zweck an den betreffenden Stellen mit kleinen Sägeschnitten versehen, welche das Einsetzen der Stifte wesentlich erleichtern, vergl. Fig. 540. An den beiden Langseiten dieses Parquets ordnet man noch die durchlaufenden Bohlen *b* an, und befestigt sie durch einzelne Nägel an die Hirnholzflächen der sich anschliefsenden Brettstücke *aa*.... Diese Bohlen bilden alsdann die Grenze zwischen dem Stabfufsboden und einem etwa daran stofsenden asphaltirten Wege. Der Vortheil einer solchen Dielung besteht hauptsächlich darin, dafs jede Grundfeuchtigkeit absolut abgehalten und der Fufsboden in Folge dessen gut conservirt wird.

Fig. 539.

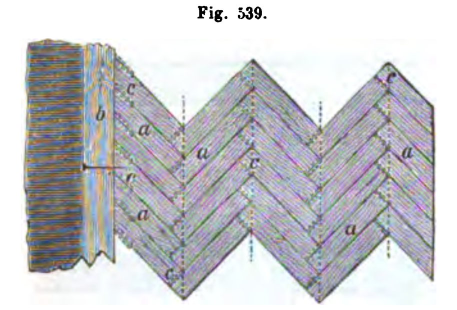
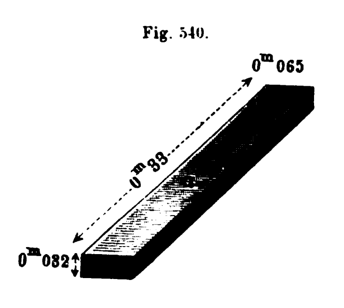


Fig. 540.



Ad 3) Die Sicherheit der unter 2) beschriebenen pariser Zwischendecken basirt wesentlich auf der Bindekraft des Gipses, der in Frankreich bekanntlich

von vorzüglicher Güte ist. In allen denjenigen Fällen, wo man sich von der Zuverlässigkeit dieses Materials nicht vollständig überzeugt halten kann, und wo überdies eine gröfsere Belastung vorliegt, wird man indessen den gewölbten, auf eisernen Träger ruhenden Decken den unbedingten Vorzug einräumen müssen. Diese eisernen Widerlager vertreten alsdann die sonst üblichen Gurtbogen, und gewähren dabei den Vortheil, dafs weder eine Beeinträchtigung des Raumes noch des Lichtes stattfindet.

Die zu diesem Zweck verwendeten Träger können aus Gufs- oder aus Schmiedeeisen bestehen; jedenfalls sind die Eisenbahnschienen die billigsten, und man darf daher unter der Einschränkung von ihnen Gebrauch machen, dafs sie als Widerlager für Kappen dienen, deren Länge — bei einer Spannweite von 1m25 bis 1m50 — nicht mehr als 2m75 beträgt; es setzt diese Freilänge sogar schon die stärksten Schienen voraus.

Fig. 541.

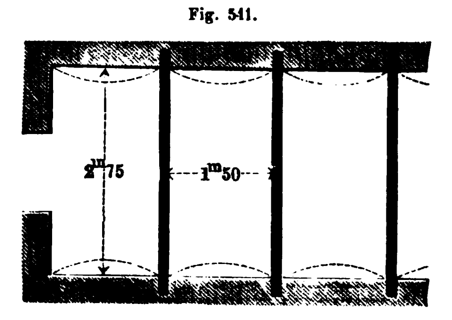
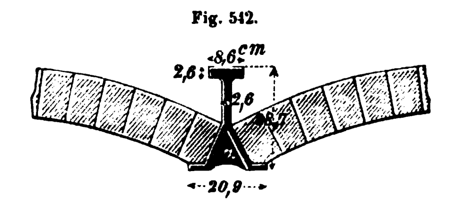


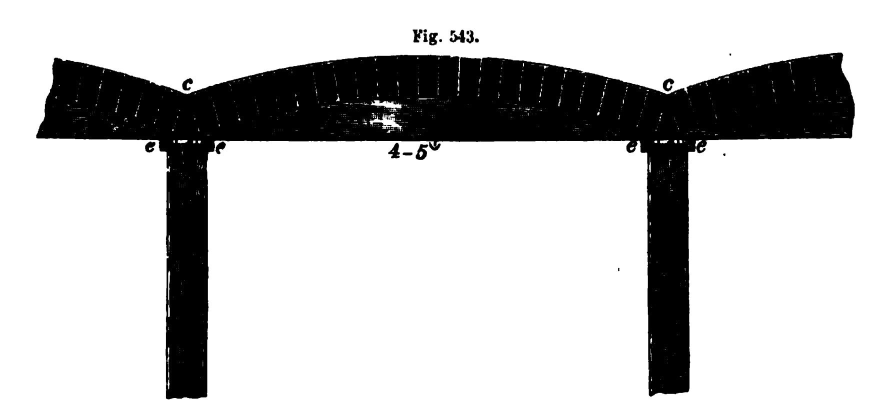
Fig 541 zeigt den Grundrifs dieser Anordnung, wobei nur zu bemerken, dafs die Träger mittelst der »Setzwage« horizontal abgewogen und an beiden Enden in einer Länge, die von der Gröfse ihrer Belastung abhängt, in guten Steinen und Cement fest vermauert werden müssen. Wenn statt der Eisenbahnschienen gewalzte T-Eisen in Anwendung kommen, so kann die Länge der Kappe, nach Mafsgabe des Querprofils dieser Träger, bis auf das Doppelte vergröfsert werden, so dafs die freie Spannweite der letzteren die äufserste Grenze von 5m50 erreichen darf. Die Breite einer zwischen eisernen Trägern einzuwölbenden Kappe pflegt indessen selten das Mafs von 1m50 zu überschreiten.

Fig. 542.



Für gufseiserne, zu diesem Zweck verwendete Träger eignet sich be-

Fig. 543.

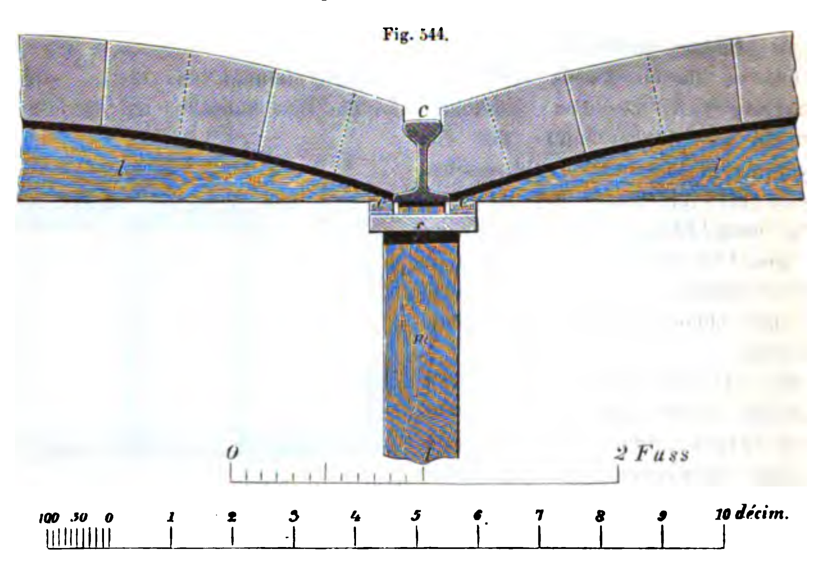


sonders das Querprofil, wie dies Fig. 542 zeigt, da die Anfängersteine der

Kappe in diesem Falle keines grofsen Verhaues bedürfen. Die aus einer Spaltung des Steges entstehenden Einzeltheile desselben sind durch die kleinen angegossenen Rippen *a* seitlich zu verbinden.

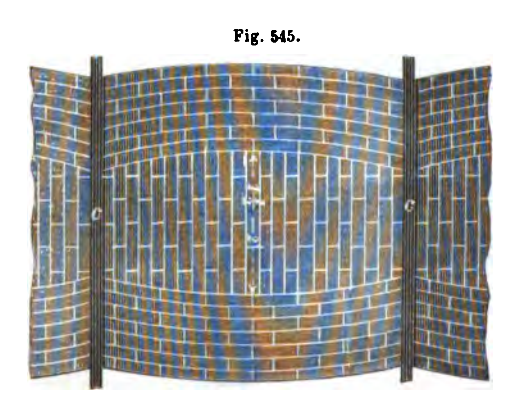
Was die Einwölbung der Kappen anbetrifft, so kann diese in der Weise geschehen, dafs die Schichten parallel zur Achse, oder auf den »Stich«,

Fig. 544.



d. h. schwalbenschwanzförmig versetzt werden; in beiden Fällen ist ein gröfserer Verhau der ersten Anfängersteine erforderlich. Um diesen Uebelstand zu vermeiden, bedient man sich in neuerer Zeit sehr häufig einer dritten Einwölbungsmethode; dieselbe besteht darin, dafs man die Schichten ohne Verschalung, und nur mit Hülfe eines Lehrbogens senkrecht auf die Gewölbeachse stellt. Unterhalb der Eisenbahnschienen *cc..*, Fig. 543, werden nämlich nach der Länge des Raumes die, durch die hölzernen Stiele *mm* unterstützten Bretter *ff..* verlegt, deren Breite so grofs sein mufs, dafs die Lehrbogen *ll* noch ein hinreichendes Endauflager finden; hierbei ist es zweckmäfsig, die Bogen auf kleine hölzerne Keile *ee* aufzusetzen, da sie sich in diesem Falle nach erfolgter Einwölbung der betreffenden Schicht bequem fortnehmen lassen, ohne die Verbindung der Steine mit dem frischen Mörtel zu alteriren. In Fig. 544 ist das Detail dieser Anordnung dargestellt. Nachdem eine Schicht fertig eingewölbt, wird die Keilstellung gelöst, der Lehrbogen um die Stärke eines Viertelsteines vorwärts geschoben und zur Unterstützung der nächsten, im halben Verbande auszuführenden Schicht verwendet. Einen gröfseren Vortheil gewährt dabei die Aufstellung von zweien solcher Bogen, die dann abwechselnd losgelöst und

Fig. 545.



vorgeschoben werden, so dafs der Mörtel inzwischen mehr Zeit zur Erhärtung gewinnt. Um den einzelnen Schichten eine erhöhte Spannung zu verleihen, werden sie auch wohl, wie aus Fig. 545 ersichtlich, in einer sanften Bogenform eingewölbt. Die Ausführung des mittleren Gewölbetheils erfolgt dann in Steinschichten, deren Richtung mit der Achse des Gewölbes parallel ist.

Von dieser Einwölbungsmethode läfst sich besonders dann mit Vortheil Gebrauch machen, wenn ein mit einer Holzdecke versehener Raum unterhalb dieser Decke noch nachträglich massiv überwölbt werden soll. Bleibt dabei zwischen den Balken und der Einwölbung ein kleiner Zwischenraum, so dafs die ganze variable Belastung der Decke von den ersteren allein getragen wird, so ist die Stärke des Gewölbes mit $\frac{1}{4}$ Stein ausreichend. Die Ausführung desselben geschieht aber selbstverständlich mit guten Steinen in Cement. Werden zu diesem Zweck Lochsteine verwendet, so können die 13^{cm} hohen Eisenbahnschienen bei einer Spannweite der Kappe von $1^{m}50$ bis $1^{m}75$ erfahrungsmäfsig bis zu einer Länge von $3^{m}50$ frei verlegt werden.

Für die Berechnung der Querschnittsdimensionen der in solchen Fällen zur Verwendung kommenden Träger ist das Gewicht der gewölbten Decke, incl. zusätzlicher Belastung, pro □Einheit derselben mafsgebend. Mit Bezug hierauf lassen sich für den praktischen Gebrauch folgende Sätze einführen:

1) Das Gewicht einer massiven, zwischen eisernen Trägern $\frac{1}{2}$ Stein stark eingewölbten, bis zur Scheitelhöhe ausgeglichenen, und mit Lagerhölzern versehenen Decke beträgt, incl. der variablen Belastung

pro □Meter 750^{k},
pro □Fufs 150 ℔.

Hiervon fallen 500^{k} auf das Eigengewicht des Gewölbes, der Lagerhölzer u. s. w., d. h. auf die Constructionslast, und 250^{k} auf die variable Belastung, d. h. auf die Nutzlast.

2) Das Gewicht einer solchen Decke ohne Anwendung von Lagerhölzern etc., beträgt

pro □Meter 700^{k},
pro □Fufs 140 ℔.

3) Das Gewicht einer nur $\frac{1}{4}$ Stein starken, bis zum Scheitel ausgeglichenen, und mit Lagerhölzern versehenen Decke beträgt

pro □Meter 500^{k},
pro □Fufs 100 ℔.

4) Das Gewicht einer solchen Decke ohne Anwendung von Lagerhölzern beträgt

pro □Meter 450^{k},
pro □Fufs 90 ℔.

Es fragt sich hiernach, in welcher Länge die als Widerlager dienende Eisenbahnschiene von 13^{cm} Höhe, bei einer Spannweite des Kappengewölbes von $1^{m}50$, mit Sicherheit frei verlegt werden darf.

Unter x die Länge der Kappe in Metern verstanden, ist nach Obigem die

gleichmäfsig vertheilte Belastung der Schiene — ein ½ Stein starkes Gewölbe vorausgesetzt —

$$Q = 1{,}50 \,.\, x \,.\, 750 = 1125\, x,$$

mithin

$$M = \frac{1125x \,.\, 100x}{8} = 14062x^2.$$

Da aber das Widerstandsmoment der stärksten Eisenbahnschienen

$$\frac{W}{e} = 140{,}3,$$

so ist

$$14062x^2 = 140{,}3 \,.\, 700;$$

hieraus

$$x = 2^m64.$$

In welchem Grade die Tragfähigkeit der Eisenbahnschienen überschätzt worden, läfst sich daraus entnehmen, dafs man dieselben in früheren Jahren häufig bis zu Spannweiten von 5 bis 6^m frei verlegte; bei einer soliden und zuverlässigen Construction wird man solche mindestens auf die Hälfte zu reduciren haben.

Die Länge des Endauflagers der Schiene ergiebt sich aus der Gröfse des Auflagerdruckes; derselbe beläuft sich bei einer Spannweite der Kappe von 1^m5 und einer Länge von 2^m50 auf

$$\frac{1{,}5 \,.\, 2{,}50 \,.\, 750}{2} = 1406^k2.$$

Bezeichnen wir nun die Länge des Endauflagers mit y, so ist, indem man pro □Centim., unter Anwendung von guten Steinen und Cement, einen Druck von mindestens 10^k für zulässig erachten kann,

$$9{,}1y \,.\, 10^k = 1406^k2;$$

die Breite des Schienenfufses ist dabei auf 9,1 Centim. angenommen; hieraus folgt

$$y = 15{,}4 \text{ Centim.}$$

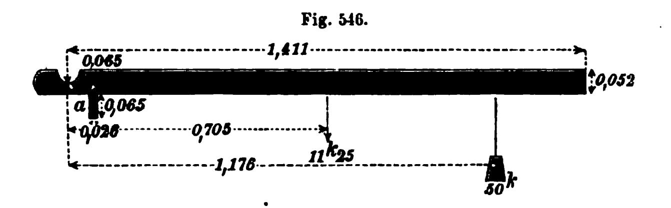
Dieses Mafs wird jedoch in der Praxis wenigstens auf 25 Centim. zu vergröfsern sein.

Bei einer der hiesigen Baupolizei zur Genehmigung eingereichten Construction lag die Voraussetzung zu Grunde, dafs jeder □Zoll eines guten Backsteines mit 200 Ø. oder — hiermit gleichbedeutend — jeder □Centim. desselben mit 14^k6 belastet werde. Da nun diese Behörde eine 10fache Sicherheit verlangte, so sollte auf dem Wege des Versuches nachgewiesen werden, dafs der □Centim. einen Druck von 146^k aushält, ohne dafs diese Belastung eine Formveränderung des Steins zur Folge habe.

Das zu prüfende Steinstück *a*, Fig. 546, von prismatischer Form hatte eine Höhe, die gleich der Stärke des Steins ist (6,5 Centim.), und eine Auflagerfläche von 6,84 □Centim. Dieses Steinstück wurde in einer Entfernung von 6,5 Centim. vom Drehpunkt unter einen schmiedeeisernen Hebel gestellt, dessen Gewicht 11^k25 betrug; derselbe hatte bei einer Länge von 1^m411 die

Querschnittsdimensionen von 5,2 und 1,9 Centim. In einem Abstande von 1^m176 wurde der Hebel mit 50^k belastet. Es ergiebt sich daher der Druck y

Fig. 546.



auf das Steinstück aus der Momentengleichung

$$0{,}065y = 11{,}25 \,.\, 0{,}705 + 50 \,.\, 1{,}176;$$

hieraus

$$y = 1026^k63.$$

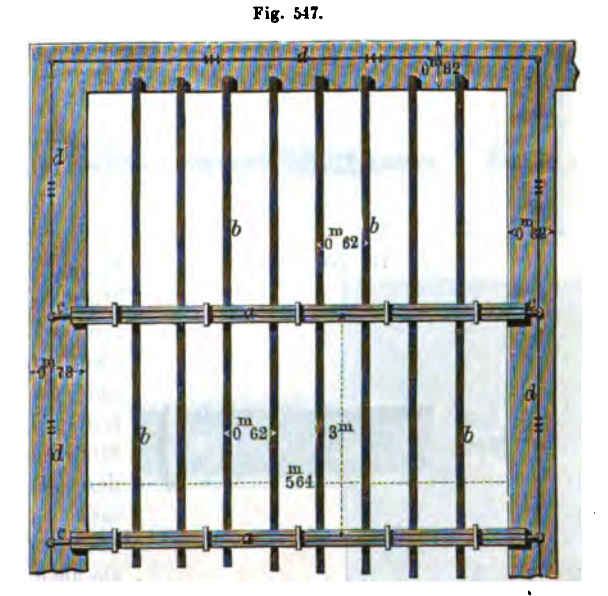
Das Steinstück erlitt demnach pro □Centim. einen Druck von

$$\frac{1026^k63}{6{,}84} = 150^k09,$$

wobei dasselbe seine ursprüngliche Form unverändert beibehielt. Es war hiermit eine um so gröfsere Sicherheit constatirt, als der Druck des Hebels sich nicht ganz gleichmäfsig auf die Auflagerfläche von 6,84 □Centim. vertheilte, ganz abgesehen davon, dafs die auf eine so kleine Fläche ausgeübte Druckkraft stets ein relativ ungünstigeres Resultat zur Folge hat, als auf eine gröfsere Fläche.

Wenn nun die Länge des Gewölbes, oder die Länge der als Widerlager dienenden Eisenbahnschienen die äufserste Grenze von 2^m75 überschreitet, so wird man statt ihrer entweder stärkere gewalzte Träger, oder aber eine Unterstützung der Schienen durch eiserne Säulen anzuordnen haben.

Fig. 547.



Bezüglich des ersten Falles wäre nur erforderlich, starke T-Eisenträger in Entfernungen von 1^m bis 1^m25 horizontal zu verlegen, und sie durch Kappengewölbe von ½ Stein Stärke zu überspannen. Träger von 26 Centim. Höhe können in solchem Falle mit Sicherheit bis auf 5^m0 frei verlegt werden.

Sollte indessen die Bedingung zu Grunde liegen, dafs ein gröfserer Raum mit Hülfe solcher T-Eisen einen horizontalen Deckenschlufs erhalte,

so liefse sich bei einem vorzüglichen Material von einer Construction Gebrauch machen, wie sie namentlich in Frankreich sehr häufig vorkommt. In der Grundrifsanordnung, Fig. 547, bezeichnen demnach *aa* die nach der Tiefe des gegebenen Raumes durchgreifenden Hauptträger, welche hier bis auf 5^m64 frei verlegt sind. Dieselben bestehen aus 2 bis 3 zusammengekuppelten, durch schmiedeeiserne Kreuzstäbe und Bänder ausgesteifte T-Eisen, wie sie in den Figuren 257 und 258 des IIten Kapitels bereits erwähnt wurden; rechtwinklig mit diesen verbinden sich in Entfernungen von je 0^m62 die einfachen T-Eisen *bb*.., welche eine Freilänge von ca. 3^m0 erhalten. Um weitere Stützpunkte für die scheitrechten Gewölbe zu gewinnen, greifen über die Träger *b* die bekannten, bereits früher erwähnten »Entretoisen« fort. Die zu dem Gewölbe verwendeten »Lochsteine« werden auf einer, durch Rahmstücke unterstützten Bretterschalung hochkantig und parallel zu den Widerlagsträgern *b* aufgestellt und mit vollen Fugen in Gipsmörtel vermauert; nicht selten begnügt man sich auch, dieselben trocken aufzustellen, und die Fugen mit einem dünnflüssig angerührten Gips zu vergiefsen.

Da die Hauptträger *aa* bei der etwas gekrümmten Form, die sie gewöhnlich erhalten (Pfeilverhältnifs = $\frac{1}{200}$), gegen die Umfassungsmauern einen Seitenschub ausüben, der durch die scheitrechten Gewölbe nicht unbedeutend vergröfsert wird, so ist auf eine feste Verankerung Bedacht zu nehmen. Die Ausführung derselben geschieht auf folgende Weise: Die vertikale Rippe des mittleren der drei T-Eisen, aus denen jeder der Hauptbalken *a*, vergl. Fig. 550, besteht, wird von einer gabelförmigen Schiene *c* umfafst, deren vordere, $\frac{3}{4}$ kreisförmige Oeffnung einen 0^m4 hohen, cylindrischen Splint aufnimmt. Diese Splinte befinden sich auch in allen Eckpfeilern des zu überwölbenden Raumes; auf sie werden durchgehends die Oesen der Ankerschienen *dd* aufgestreift, die daher in den einzelnen, zwischen den Hauptträgern befindlichen Abtheilungen über einander liegen. Jede von diesen Schienen besteht aus zwei Theilen; die in der Mitte hakenförmig über einander greifenden Enden derselben werden durch zwei umgelegte Bänder verbunden und durch ein Paar schmiedeeiserne Keile fest angetrieben. An denjenigen Stellen — im vorliegenden Falle an den kürzeren Seitenfronten des Raumes —, wo die Ankerschienen *d* eine noch gröfsere Länge erhalten, können sie auch vortheilhaft aus drei Theilen zusammengesetzt werden, wobei eine doppelte Keilstellung in Anwendung kommt.

Fig. 548 u. 549.

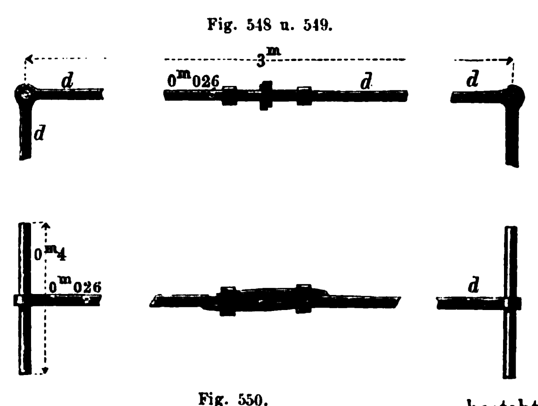


Fig. 550.

Fig. 548 zeigt den Grundrifs dieser Verankerung, Fig. 549 die Seiten-

ansicht derselben, und Fig. 550 das Auflagerende eines Hauptträgers mit dem Splinte und den zugehörigen Schienen.

Wenn mit Berücksichtigung des anderen Falles eine Unterstützung der eisernen Träger beabsichtigt wird, so sollte man meinen, dafs die eisernen Säulen vor den schwerfälligen, gemauerten Pfeilern unter allen Umständen den Vorzug verdienen müfsten. Die Erfahrung lehrt jedoch, dafs diese Voraussetzung häufig auf einem Irrthum beruht. Es ist nämlich ein offenes Geheimnifs, dafs gerade die gemauerten Pfeiler nicht selten nur deshalb in Anwendung kommen, weil es mit ihrer Aufstellung überhaupt nicht ernstlich gemeint ist: dieselben werden vielmehr später, wenn erst die vorschriftsmäfsige Ausführung des Rohbaues constatirt ist, mit musterhafter Gemüthsruhe wieder bis auf den Grund geschleift und dem Erdboden gleich gemacht. Die Aufstellung von eisernen Säulen würde einem solchen *»coup de main«* **ohne Zweifel nicht so förderlich sein. Jedenfalls sind die Träger — gleichviel ob T-Eisen oder Eisenbahnschienen — über einer j e d e n Säule zu stofsen, und, wie aus den Figuren 551 und 552 ersichtlich, durch 2 Laschen und 4 Schrauben untereinander zu verbinden; um dieselben gegen seitliches Verschieben zu sichern, liegt ihr Auflagerende zwischen den kleinen Rippen** *aa*, **die an dem Kopf der Säule angegossen sind.**

Fig. 551. Fig. 552.

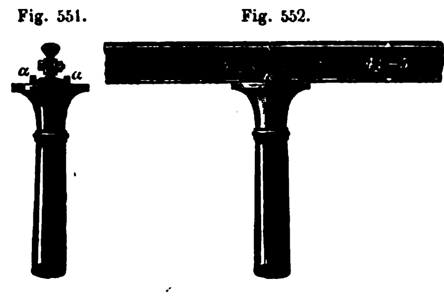


Fig. 553.

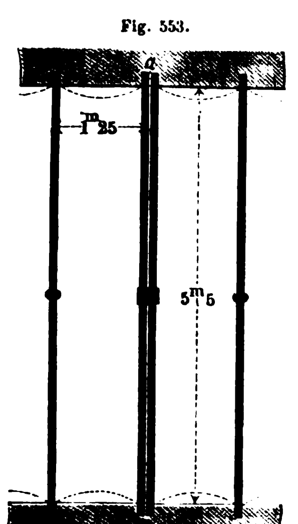
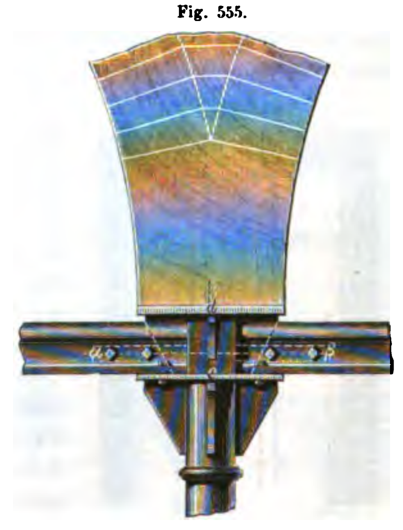


Fig. 554.

Fig. 555.



Sollte dabei der Fall eintreten, dafs über irgend einem Widerlager, etwa über *ab*, **Fig. 553, eine massive Mauer aufgeführt werden soll, sodafs sich dadurch eine erhebliche Mehrbelastung ergiebt, so verlege man an dieser Stelle z w e i T r ä g e r nebeneinander und entlaste sie durch z w e i**

darüber zu spannende Spitzbogen, deren gemeinschaftliches Widerlager über der Säule liegt.

Fig. 554 zeigt den Querdurchschnitt dieser Anordnung. Die beiden gegenüber liegenden und unter einander verlaschten Enden der Eisenbahnschienen ruhen hier auf der, durch Rippen unterstützten Kopfplatte *c*, Fig. 555, mit der sie durch Schrauben befestigt werden; über dieser Platte erhebt sich ein hohl

Fig. 556.

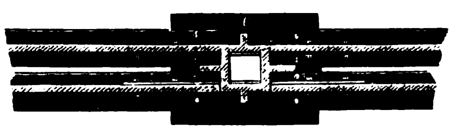
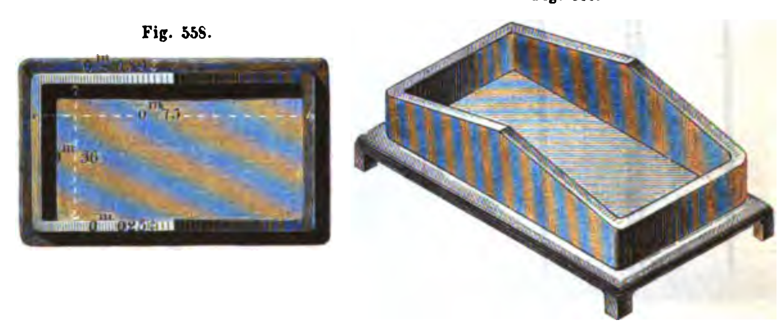


Fig. 557.



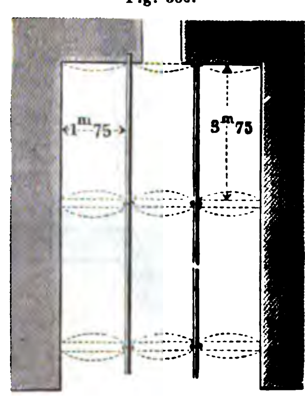
gegossener quadratischer Aufsatz mit der oben abschliefsenden Horizontalplatte *d*, auf welcher das aus Schnittstein bestehende Widerlagsstück lagert; zwei kleine, an die Platte angegossene Dorne greifen in die Unterfläche desselben ein und sichern es gegen Verschieben nach der Seite. In Fig. 556 ist ein Horizontalschnitt nach der Linie $\alpha\beta$ dargestellt.

Fig. 558. Fig. 559.



Zur Aufführung der massiven Mauer und selbst zur Einwölbung der Spitzbogen werden zweckmäfsig Lochsteine, oder poröse Steine verwendet.

Fig. 560.



Bei einer neu errichteten Kaserne in Paris, gegenüber der Kirche *Notre dame*, kam in einem ähnlichen Falle ein gufseiserner Schuh zur Anwendung, der auf die beiden, zur Unterstützung der 1½ Stein starken Mauer verlegten T-Eisen unmittelbar aufgeschoben und durch angegossene Ränder in seiner Lage gesichert wurde, vergl. Fig. 557. Der Schuh besteht aus einer horizontalen, rechteckigen Auflagerplatte, über der sich 4 vertikale Seitenwände erheben; dieselben umschliefsen einen oben offenen, kastenförmigen Raum, der die ersten Anfängersteine, am besten wohl ein Schnittsteinstück, des gemeinschaftlichen Widerlagers in sich aufnimmt.

Fig. 558 zeigt die Aufsicht auf diesen Schuh und Fig. 559 eine isometrische Ansicht desselben.

Die oben besprochene Einwölbungsmethode der Decke kann im Sinne der in Fig. 560 dargestellten Anordnung eine kleine Abänderung erfahren. Zwei parallele Reihen von gewalzten T-Eisenträgern theilen die ganze Decke nach der Längenrichtung in drei gleich breite Abtheilungen, die ebenfalls mit Kappengewölben überspannt werden sollen. Da es indessen seine Schwierigkeit hat, die letzteren bei einer grösseren Länge derselben auf den «Stich« (schwalbenschwanzförmig) tadellos einzuwölben, so sollen hier die eisernen Säulen nach der Tiefe der Decke durch Gurtbogen verbunden werden, an die sich die Stirnseiten der Kappen anschliefsen.

Fig. 561.

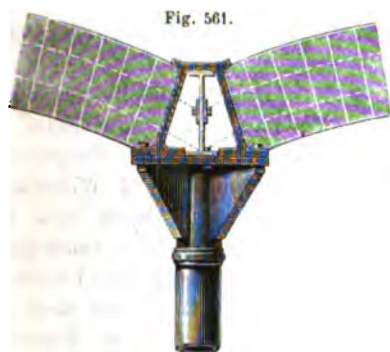
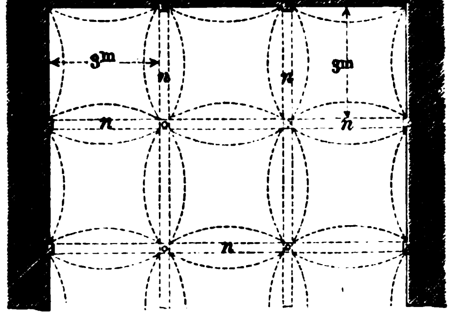


Fig. 562.

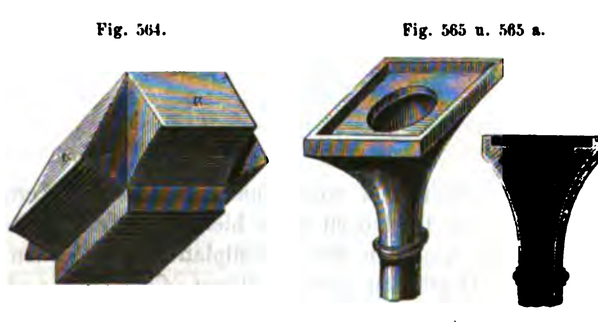
Die Kämpfersteine dieser Bogen stützen sich hier über den Säulen gegen ein hohles und extra gegossenes Widerlagsstück. Nachdem die T-Eisen verlegt und über den Säulenköpfen durch eine Laschenverbindung gesichert worden, wird jenes Widerlagsstück von oben aufgesetzt, und mit der Kapitälplatte durch vier Schrauben befestigt; in gleicher Weise erhalten auch die Auflagerenden der Träger auf dieser Platte durch Schrauben ihre Befestigung. Aus dem Querschnitt, Fig. 561, und der Aufsicht auf die Kopfplatte der Säule, Fig. 562, geht diese Verbindung deutlich hervor. Die in der ersten Figur punktirt angegebenen Linien bezeichnen den Anschlufs der Kappe an die 1 Stein starken Stirnbogen.

Fig. 563.

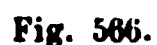


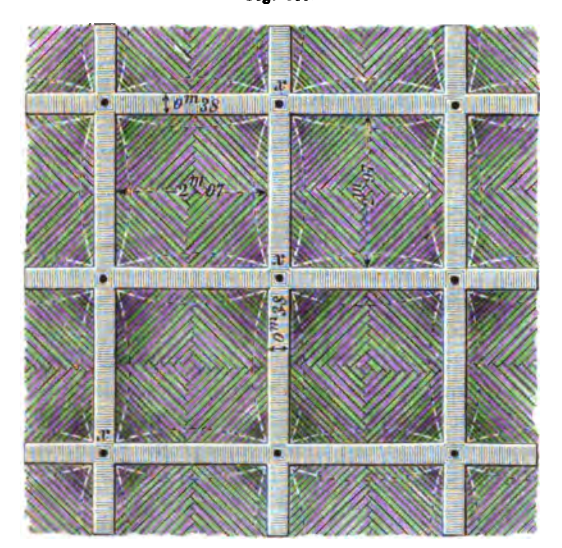
Soll ein Raum von grösserer Längen- und Breitendimension eine gewölbte Decke erhalten, so geschieht dies, wie Fig. 563 im Grundrifs zeigt, gewöhnlich in der Weise, dafs man die Decke durch Aufstellung von eisernen Säulen, und mit Hülfe der sie verbindenden Gurtbogen nn... in kleinere, wo möglich quadratische Felder theilt, die einzeln durch böhmische Kappen, durch Kreuzgewölbe und dergl. eingewölbt werden. Die Seitenlänge der dadurch hergestellten quadratischen Abtheilungen be-

Fig. 564. Fig. 565 u. 565 a.



trägt etwa $3^{m}0$. Bei dieser Construction wird über dem Kapitäl einer jeden Säule ein Widerlagsstück erforderlich, welches eine solche Form erhält, dafs die Kämpfersteine aller 4 hier zusammentreffenden Gurtbogen ihren Anschlufs finden. Es kann dieses Stück aus einem Werkstein, aus Gufsstein, oder auch aus Gufseisen hergestellt werden.


Fig. 566.



Besteht dasselbe aus einem Werkstück, so erhält es die in Fig. 564 dargestellte Form; auf die 4 Widerlagsflächen $a\,a$.. legen sich die Kämpfersteine der Gurtbogen, deren Stärke 1 bis höchstens $1\frac{1}{2}$ Stein beträgt; mit dem unteren prismatischen Fufsende greift das genau zugerichtete Werkstück etwa 2,5 Centim. tief in die Kopfplatte der Säule ein, vergl. Fig. 565 und Fig. 565 a, so dafs dasselbe dadurch ein gesichertes Auflager erhält. Der etwa verbleibende Zwischenraum wird mit dünnem Cement ausgegossen.

Aehnliche Widerlagsstücke sind bei der Construction derjenigen böhmischen Kappen in Anwendung gekommen, welche den Fufsboden des grofsen Börsensaales in Berlin bilden. Die durch Gurtbogen von $1\frac{1}{2}$ Stein Höhe und Tiefe hergestellten quadratischen Abtheilungen, vergl. Fig. 566, haben eine Seitenlänge von $2^{m}97$ und sind durchweg mit böhmischen Kappen geschlossen, deren Stärke in der Nähe des

Fig. 567.

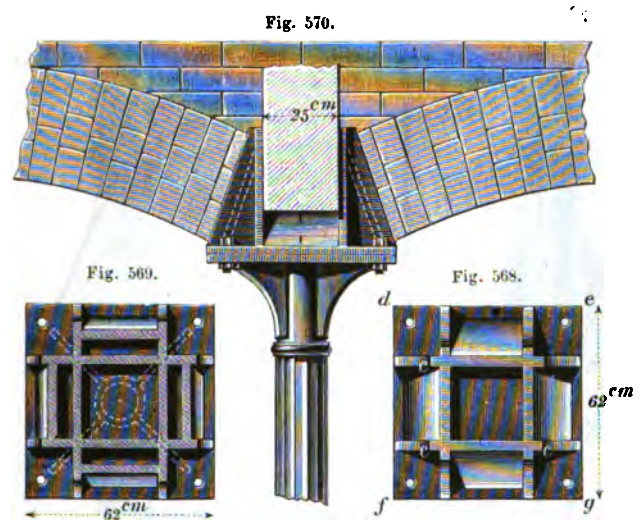


Scheitels $\frac{1}{2}$ Stein und weiter unten 1 Stein beträgt. Als gemeinschaftliches Widerlager der Gurtbogen dient hier ein Gufssteinstück a, Fig. 567, welches mittelst eines an der Kapitälplatte angegossenen Dornes seine Befestigung erhält. Die Gurtbogen sind mit ihrem Scheitel horizontal abgeglichen, und geben den Lagerhölzern hiermit eine regelmäfsige Unterstützung; behufs Befestigung

der letzteren greifen in ihre Unterflächen die Rundstifte *xx*.. ein, welche in den Kreuzpunkten der Gurtbogen eingemauert sind.

Das qu. Widerlagsstück kann unter Umständen auch aus gewöhnlichen, guten Backsteinen ausgeführt werden, oder aus Gufseisen in Anwendung kommen. Im letzteren Falle besteht dasselbe aus einer quadratischen Bodenplatte *defg*, Fig. 568, so grofs wie die Kopfplatte der Säule: über jener

Fig. 570.



Platte erheben sich in schräg ansteigender Richtung vier Widerlagswände, mit welchen sich rechtwinklig die kleinen Seitenwände *cc* verbinden; die letzteren nehmen die Schenkel der Gurtbogen zwischen sich auf. Fig. 569 zeigt einen Horizontalschnitt durch dieses eiserne Hohlstück. Die Befestigung desselben auf der Kopfplatte der Säule geschieht durch 4 Bolzen, zu welchem Zweck die

Fig. 571.



Bodenplatte in ihren Ecken mit den nöthigen Schraubenlöchern versehen ist. Der innere, hohle Raum des Widerlagsstückes wird mit Steinstücken in Cement ausgemauert.

Die in den Figuren 570 und 571 dargestellten Querdurchschnitte bedürfen hiernach keiner weiteren Erläuterung.

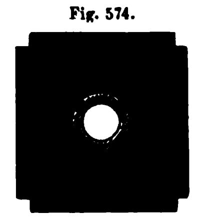
Anstatt das gufseiserne Widerlager als ein für sich bestehendes Stück besonders zu giefsen, und an die Kopfplatte der Säule zu befestigen, ist es na-

Fig. 572.

Fig. 573.

mentlich bei solchen Säulen, die (etwa wie bei Brauereien u. dergl.) durch mehrere übereinander liegende Kellerräume durchgreifen, in mancher Beziehung zweckdienlicher, dasselbe in entsprechender Form und Gröfse gleich an den Schaft der Säule anzugiefsen. Wenn auch sowohl der Gufs, wie der Transport derselben dadurch erschwert wird, so läfst sich doch ihre Aufstellung an Ort und Stelle in verhältnifsmäfsig kürzerer Zeit bewirken.

Fig. 574.



In den Figuren 572 und 573 haben wir diese Verbindung im Durchschnitt zweier übereinander gesetzter Säulen, und in der Ansicht dargestellt. Es ist hierbei gleichfalls

angenommen, dafs das durch eine ausreichende Zahl von Rippen unterstützte Widerlager den Kämpferpunkten von vier flachen Gurtbogen zum Auflager dient. Die in Fig 573 punktirt angedeuteten Linien bezeichnen den Anschlufs der böhmischen Kappen und der Gurtbogen an das Kopfende der Säule.

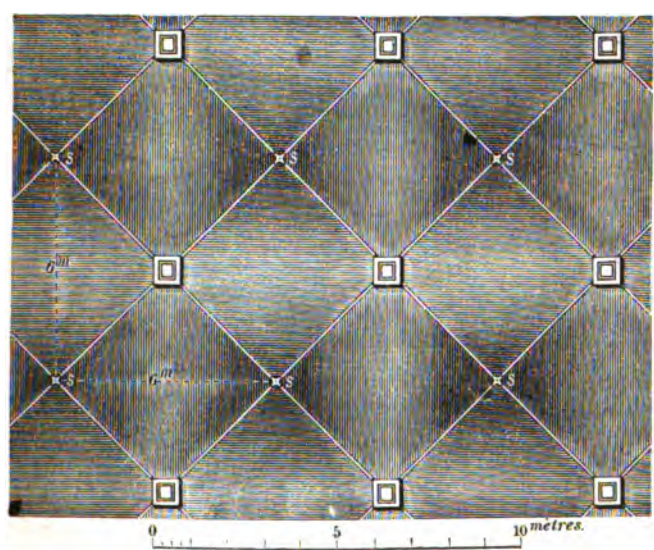
Fig. 575.

Fig. 574 zeigt einen Horizontalschnitt nach der Linie *ab*, wobei die 4 Widerlagsflächen in der Aufsicht erscheinen, und in Fig. 575 ist noch die als Einzelstück gegossene Fufsplatte *p* in der Ansicht von oben dargestellt.

Die Säule setzt hier mit einem verstärkt angegossenen Theil ihrer Wandung auf einen cylindrischen Ring auf, der stets durch eine gröfsere Anzahl von Rippen ausgesteift werden mufs.

Auf den Kopf der obersten Säule wird eine abschliefsende Platte aufgelegt und diese durch einen an ihrer Unterfläche be-

Fig. 576.



findlichen, in die Säulenhöhlung eingreifenden cylindrischen Ansatz unverschiebbar erhalten.

Fig. 577.

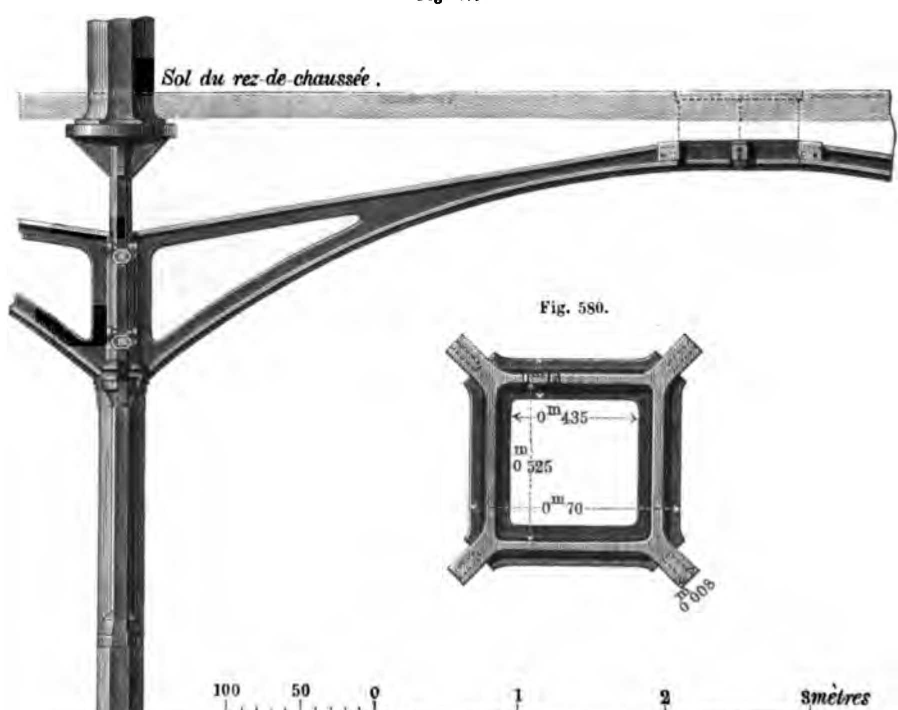
Hierher gehört auch die Construction der Kreuzgewölbe, welche in den Centralhallen (Markthallen) zu Paris die Decke des Kellergeschosses bilden, und nach deren Vorbilde auch die Kreuzgewölbe in den ehemaligen Berliner Markthallen (Carlstrafse) zur Ausführung gekommen sind.

Wie aus der Grundrifsanordnung, Fig. 576, ersichtlich, stehen die Säulen *ss*, auf welche sich die Gewölbe stützen, in Entfernungen von 6^m0. Statt der sonst üblichen gemauerten Grate sind hier gufseiserne, in ihrem Querschnitt T-förmig gestaltete und durchbrochene Rippen in Anwendung

gekommen, die sich mit ihrem Fufsende an die Aufsätze der gufseisernen Säulen anschliefsen; im Scheitel des Gewölbes verbinden sie sich mit einem quadratischen, gufseisernen Rahmen. Der letztere enthält zu diesem Zweck an der Verbindungsstelle hohl gegossene, diagonal gerichtete Arme, in welche der vertikale Steg der gufseisernen Rippen eingreift. Zur Beschaffung des erforderlichen Oberlichtes ist in die quadratische Oeffnung jenes Rahmens eine Verglasung eingelegt.

Eine andere Eigenthümlichkeit der Construction besteht darin, dafs die Säulen nicht — wie dies sonst wohl zu geschehen pflegt — durch Gurtbogen untereinander verbunden sind; es schieben sich vielmehr die einzelnen Kappentheile des Gewölbes ohne Zwischentheilung in einander, indem sie sich gegenseitig ergänzen und durchdringen. Hierdurch wurde freilich der sonst übliche

Fig. 578.



»Gewölbestich« unmöglich, ebenso wie auch in solchem Falle der schwalbenschwanzförmige Verband aufgegeben, und durch die gewöhnliche Fugenrichtung, parallel zur Achse des cylindrischen Gewölbes, ersetzt werden mufs.

Der Querschnitt der Säulen ist, wie aus Fig. 577 ersichtlich, kreuzförmig mit gleich langen Armen, eine Form, der das reguläre 8-Eck zu Grunde liegt. Ueber dem Kapitäl der Säule erhebt sich ein prismatischer Aufsatz von regulärer 8-seitiger Grundform, mit dem sich die durchbrochen gegossenen Gewölbegrate verbinden. Die Befestigung der letzteren erfolgte hier durch doppelte neben- und übereinander gelegte Bolzen, Fig 578, welche durch die vertikal abwärts geführten Flanschen der Grate, und durch die ganze Breite des Aufsatzes hindurchgreifen; da dieselben jedoch gerade auf die Wandstärke

des letzteren stofsen, so machte dies an der betreffenden Stelle die Anwendung von Naben erforderlich, welche aus den Seitenflächen des prismatischen Aufsatzes in geschwungener Form heraustreten.

Fig. 579.

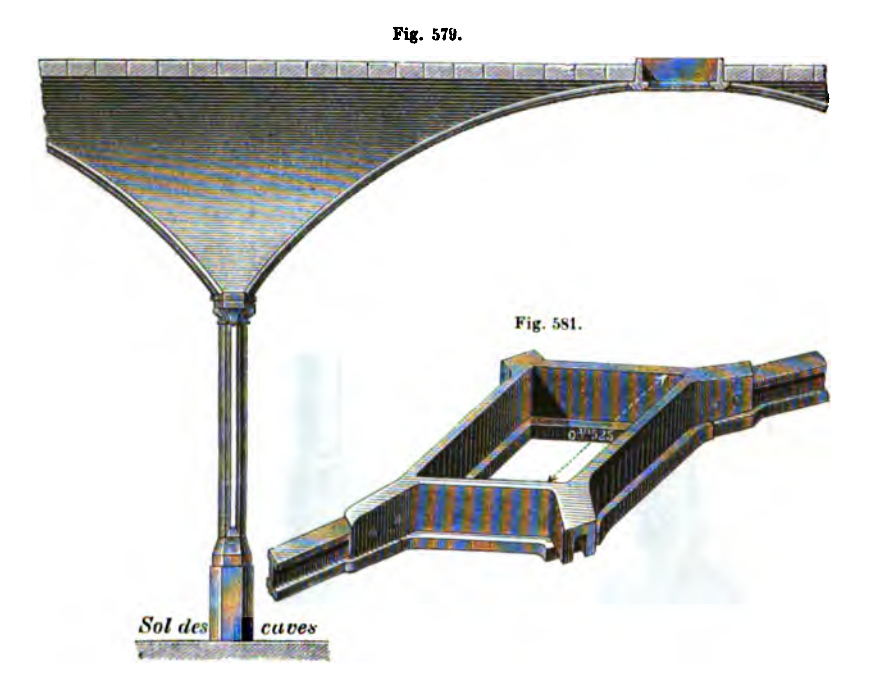


Fig. 581.

Fig. 579 zeigt den Längendurchschnitt des Gewölbes mitten durch den Scheitel desselben und durch den gufseisernen Rahmen, an den sich die Kopfpunkte der Grate anschliefsen. Die Unteransicht des Gewölbes deckt dabei fast vollständig die eisernen Grate, sodafs diese nur in ihrer Unterkante sichtbar hervortreten.

Der das Oberlicht enthaltende Rahmen, in Fig. 580 in doppelter Gröfse dargestellt, ist quadratisch und im Querschnitt einfach T-förmig; die lichte Seitenlänge der inneren Oeffnung beträgt $0^{m}525$. Die Verbindung der 4 gufseisernen Grate mit dem Rahmen geht aus der isometrischen Darstellung des letzteren, vergl. Fig. 581, hervor.

Nachdem wir uns im Vorstehenden bereits mehrfach mit eisernen Säulen beschäftigt haben, sollen nun zunächst noch einige Bemerkungen über die

Verbindung des Säulenfufses mit dem Grundmauerwerk

hinzugefügt werden. Bei dieser Befestigung ist nicht allein auf eine gleichmäfsige Vertheilung des durch die Säule übertragenen Druckes, sondern auch noch besonders darauf Rücksicht zu nehmen, dafs dieselbe zum Vortheil gröfserer Tragfähigkeit sich möglichst der Eigenschaft einer fest eingeklemmten Stütze nähere. Man erreicht dies am sichersten durch eine an die Säule angegossene Bodenplatte, die mit dem Fufsende derselben durch eine ausreichende Zahl von Rippen in Verbindung gesetzt wird; je gröfser die Längen- und Breitendimension dieser Platte ist, je gröfser die Zahl der Rippen und je weiter die-

selben nach dem Säulenschafte hinaufreichen, in desto höherem Grade wird der beabsichtigte Zweck erreicht.

Die Figuren 582 und 583, die letztere im Horizontalschnitt nach der Linie *ab*, zeigen hiernach den unteren Theil einer Säule, zu deren Verbindung mit dem Mauerwerk die quadratische Platte *cdef* dient; dieselbe ist an dem Säulenfufs angegossen und mit diesem durch die diagonal gestellten Rippen *rr*... fest verstrebt. Da hierbei in allen Fällen, und namentlich bei höheren Säulen, die Basis derselben eine gröfsere Wandstärke erhalten mufs, als der eigentliche Schaft, so ist es als durchaus zweckmäfsig zu betrachten, den Fufs in prismatischer, sechs- oder achtseitiger Form zu giefsen und den untersten, nochmals verstärkten Theil mit der Grundplatte auszusteifen, wie dies aus den Figuren 584 und 585 hervorgeht.

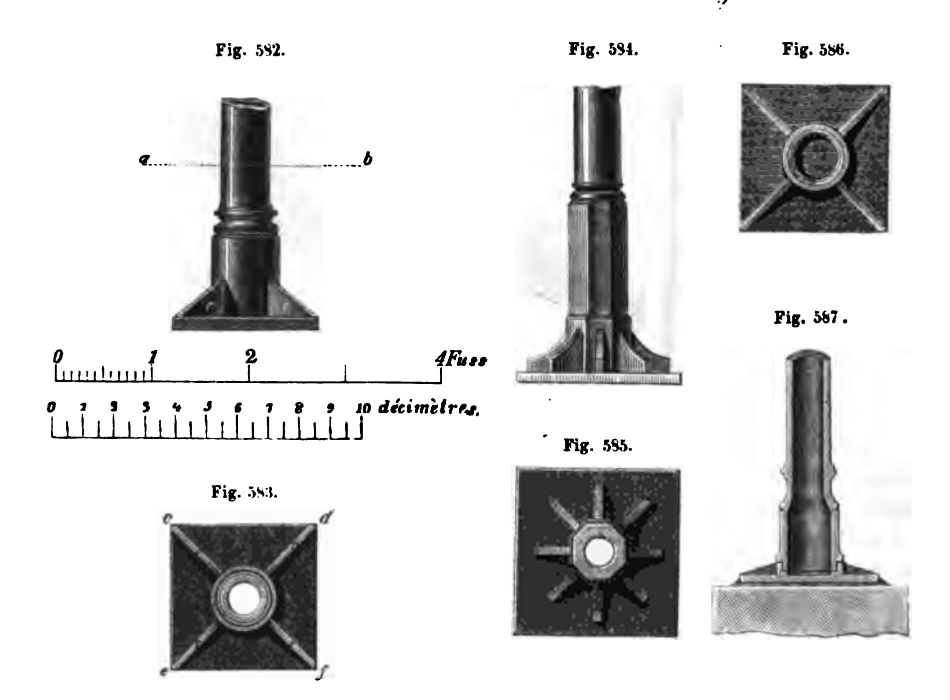


Fig. 582. Fig. 583. Fig. 584. Fig. 585. Fig. 586. Fig. 587.

Aus der gröfseren Eisenmenge, welche dadurch über der Fufsplatte angehäuft wird, entsteht aber eine sehr ungleichmäfsige Abkühlung des Säulenfufses und, hiermit zusammenhängend, eine Summe von permanenten Spannungen, in Folge deren solche Säulen — zuweilen schon während ihres Transportes — unter starker Detonation in ihrem unteren Theile durchgerissen sind.

Dies ist der Grund, weshalb man — auch schon mit Rücksicht auf eine bequemere Aufstellung der Säule — besonders gegossene Platten in Anwendung bringt, die, an ihrer Oberfläche mit einem cylindrischen Rande versehen, auf dem ausgeglichenen Pfeilermauerwerk aufliegen. Eine derartige Grundplatte wurde bereits in Fig. 137 dargestellt. Wenngleich hierbei allerdings einem Verschieben des Säulenfufses vorgebeugt worden, so läfst sich doch andererseits nicht verkennen, dafs für die Platte selbst, namentlich bei einer schlechten Untermauerung derselben, immerhin die Gefahr des Zerbrechens vor-

handen ist. Mit Bezug hierauf empfiehlt es sich, den Fufs der Säule nicht neben den Rand, sondern auf diesen selbst aufzusetzen, damit der Hauptdruck sich auf eine gröfsere Eisenstärke überträgt; hierbei läfst man den Säulenfufs, um ihn unverschiebbar zu machen, mit einem Theil seiner Wandstärke entweder nach Innen, oder nach Aufsen über den Rand fortgreifen.

Der erste Fall, vergl. die Fig. 586 und 587, Aufsicht auf die Platte, resp. Vertikalschnitt durch die Säule, bietet den Vortheil dar, dafs man den cylindrischen Ring, um ihn seitlich gehörig auszusteifen, mit angegossenen Rippen versehen kann, während im anderen Falle diese Rippen unmöglich sind, solche jedoch an den Säulenfufs angegossen werden können.

Anschliefsend an jene Figuren ist die erwähnte Grundplatte in Fig. 588 als ein reguläres Acht-Eck gedacht und in Aufsicht und Seitenansicht dargestellt. Um zufällige Unebenheiten des Mauerwerks auszugleichen, legt man dieselbe, wie in Fig. 587 angedeutet, auf eine dünn aufgetragene Cementschicht.

Sollte die Nothwendigkeit für zwei neben- oder hintereinander aufzustellende Säulen vorhanden sein, so würde die gemeinschaftliche Fufsplatte derselben etwa die Form der Fig. 589 erhalten.

Fig. 588.

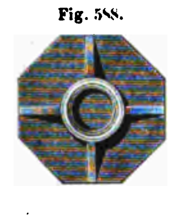


Fig. 589.

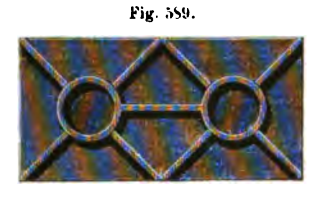


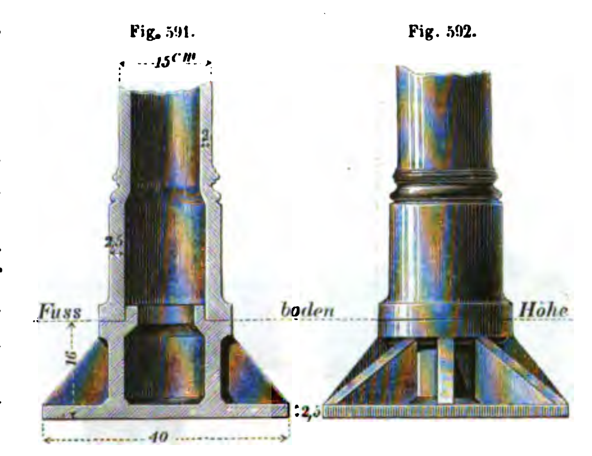
Fig. 590.



Fig. 590 zeigt in einem Beispiel die zweite Anordnung, wobei der Säulenfufs mit der halben Wandstärke über den Rand nach Aufsen übertritt; es ist hierbei gleichzeitig angenommen, dafs die Grundplatte mit Rücksicht auf gröfsere Materialersparung eine von den Aufsenkanten nach der Mitte hin zunehmende Stärke erhält; auch soll sie hier an ihrer Unterfläche mit angegossenen Kreuzrippen versehen werden, über deren sonstige Nachtheile wir uns bereits an einer anderen Stelle ausgesprochen haben.

Einen kräftigen gufseisernen Untersatz, auf dessen cylindrische Wandung der Säulenfufs in voller Stärke aufsetzt, zeigen noch, im Durchschnitt und in der Ansicht, die nebenstehenden Fig. 591 und 592. Die Aussteifung dieses Fufsstücks erfolgt durch 8 Rippen, welche nach der quadratischen Bodenplatte mit schräge abfallender Oberkante allmählig auslaufen.

Fig. 591. Fig. 592.



In den Fig. 593 bis 595 ist endlich angenommen, dafs das regulär achtseitige Fufsende der Säule, welches stumpf abschneidet, auf einen mit der Horizontalprojektion ihrer Basis ganz conform gestalteten verstärkten Theil der Bodenplatte aufsetzt; die letztere ist in den Fig. 594 und 595 in der Aufsicht und im Vertikalschnitt dargestellt. Einem Verschieben des Säulenfufses wird auch hier durch einen cylindrischen Rand r vorgebeugt, der sich an die innere Wandung desselben eng anschliefst.

Fig. 593. Fig. 594.

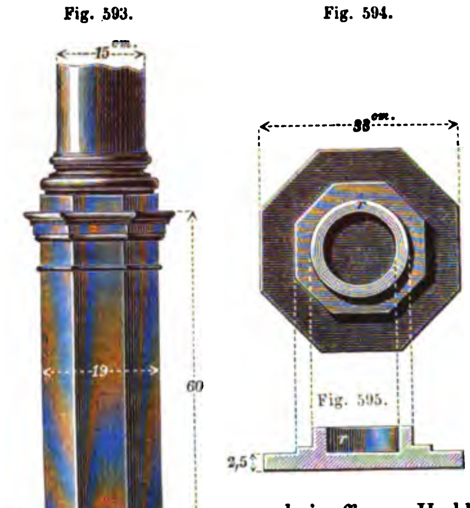


Fig. 593 a.

Eine Verankerung der Grundplatte mit dem Bankettmauerwerk ist meistentheils nicht erforderlich; nur in solchem Falle, wo freistehende und wenig belastete Säulen — beispielsweise bei offenen Hallen, Schuppen u. dergl. — etwaigen Stöfsen oder Erschütterungen ausgesetzt sein sollten, wird man auf eine besondere Befestigung Bedacht zu nehmen haben.

Fig 596 zeigt eine hierher gehörige Verbindung. Eine Steinschraube, von etwa 20 bis 25 Centim. Länge, greift mitten durch die Platte in das darunter befindliche Werkstück ein, mit dem sie vergossen wird; der Säulenfufs erhält dabei durch den, an der Oberfläche der Platte angegossenen cylindrischen Rand eine unverschiebbare Stellung.

Fig. 596.



Fig. 597.

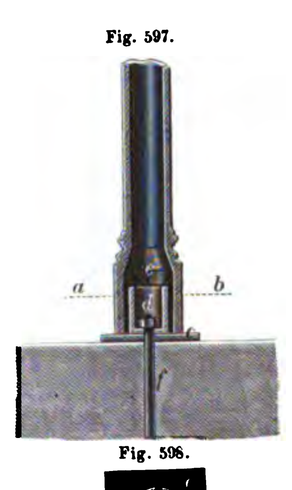


Fig. 598.

Aehnlich ist die Anordnung bei einem Schuppen in der Borsig'schen Maschinenfabrik zu Berlin: Auf dem Fundamentpfeiler, vergl. die Figuren 597 und 598, liegt eine, in ihrer Mitte mit einer Oeffnung versehene Bodenplatte c von 31 Centim. Länge im Quadrat, bei einer Stärke von 2,6 Centim.; über derselben erhebt sich ein hohler, in Form eines Topfes gegossener Aufsatz d, dessen Boden ebenfalls durchlocht ist, so dafs beide Theile mittelst des Grundankers f fest verbunden werden konnten.

Die Weite des Topfes ist so bemessen, dafs die Säule, deren äufserer Durchmesser 20 Centim. beträgt, mit einem geringen Spielraum über ihn fortgreift. Bei *e* ist die Säulenwand mit einem Loche versehen, welches dazu diente, den zwischen Topf und Säule befindlichen Zwischenraum mit geschmolzenem Blei ausfüllen zu können.

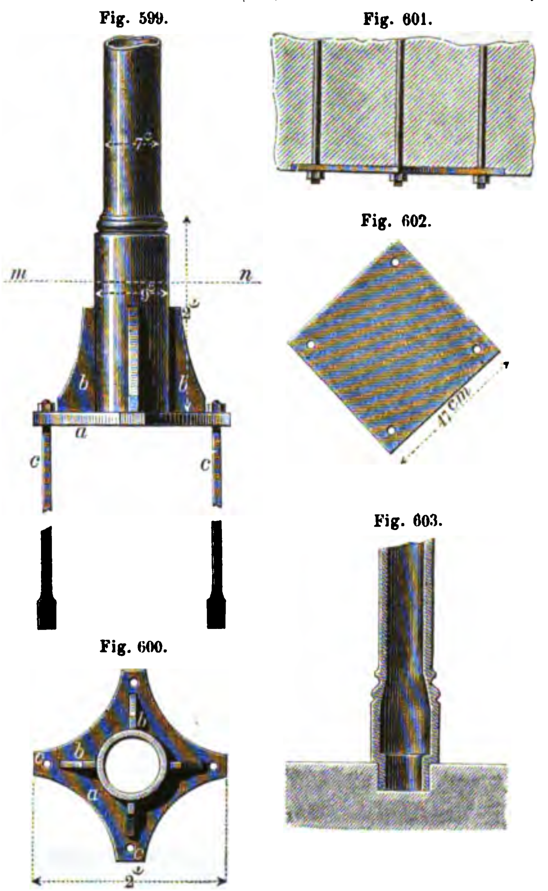


Fig. 599. Fig. 600. Fig. 601. Fig. 602. Fig. 603.

Die Figuren 599 und 600, letztere im Horizontalschnitt nach der Linie *mn*, zeigen die Befestigungsart der Säulen, welche das Dach der Perronhalle am Stettiner Bahnhof in Berlin tragen. Die Säulen sind mit den 4 Verstärkungsrippen *bb*.. und mit der Bodenplatte *a* aus einem Stück gegossen. Die letztere wird durch die 4 Grundanker *cc*.. von je 1^m57 Länge, die unten horizontale Splinte erhalten haben, mit dem Sockelmauerwerk befestigt.

Eine noch solidere Befestigung würde sich dadurch erzielen lassen, dafs man die Köpfe der Bolzen mit einer quadratischen über Eck gestellten Ankerplatte verschraubt, vergl. die Figuren 601 und 602, welche die Splinte ersetzt und die Verbindung mit einem gröfseren Mauerkörper vermittelt.

Fig. 603 zeigt endlich noch eine Befestigungsart der Säulen, wie sie bei den Centralhallen in Paris zur Anwendung gekommen ist; der Säulenfufs greift hier mit einem hohlen cylindrischen Untersatz in ein Werksteinstück ein, mit dem er durch Cement vergossen wurde. Diese Verbindung läfst hinsichtlich ihrer Einfachheit kaum etwas zu wünschen übrig.

Nach dieser kurzen Abschweifung kehren wir wieder zur Construction der Decken zurück.

Fig. 604 zeigt in der Grundrifsanordnung die eisernen Träger für die Decke des nordöstlichen, im zweiten Geschofs des neuen Berliner Museums befindlichen Saales. Da die Umfassungsmauern desselben, bei einer Tiefe des Raumes von 9^m70, nur 1^m stark sind, — die in den Figuren enthaltenen Fufse und Zolle sind im begleitenden Texte auf das Metermafs reducirt worden — so waren sie allerdings nicht im Stande, dem Schube eines Gewölbes von gröfserer Spannweite ausreichenden Widerstand zu leisten. Um trotzdem eine feuersichere, gewölbte Decke zu erhalten, wurden die gufseisernen, bogenförmig gestalteten

Träger *aa*.. nach der Tiefe des Saales in Entfernungen von $4^{m}71$ aufgestellt, und an ihren Auflagerenden mit der Mauer verankert.

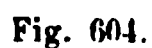
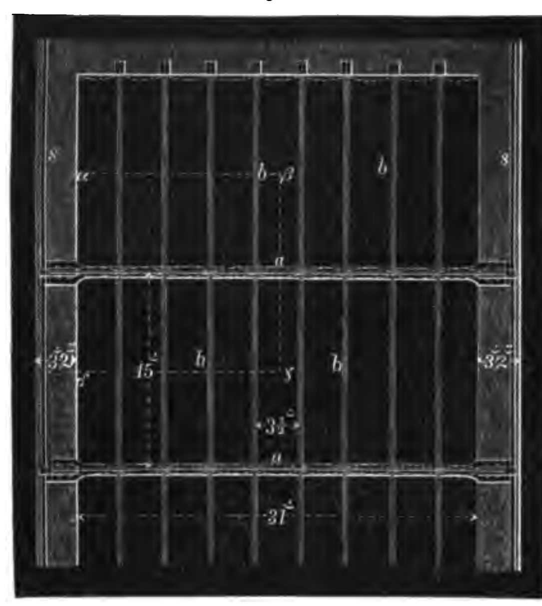


Fig. 604.



In Fig. 605 ist die Hälfte des Querdurchschnitts der Decke, und in Fig. 606 ein, nach der Linie *mm* gedachter Vertikalschnitt durch den Hauptträger *a* dargestellt. Aus der letzteren Detailzeichnung ist ersichtlich, dafs die obere horizontale Flansche *a*, auf der die gufseisernen Langträger *bb* aufruhen, sich über der Sohlplatte behufs Aufnahme der Zugstange zu einer Muffe erweitert, hinter welcher die letzteren mittelst Schrauben ihre Befestigung erhalten. Diese Zugstangen, von je 7,8 Centim. Durchmesser, sind für jeden Hauptträger paarweise angeordnet. Um ihre absolute Festigkeit

Fig. 605.

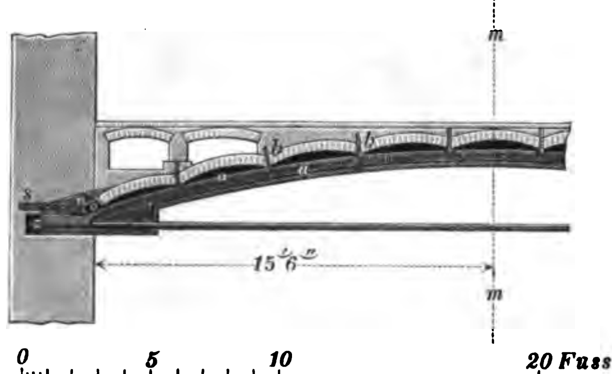
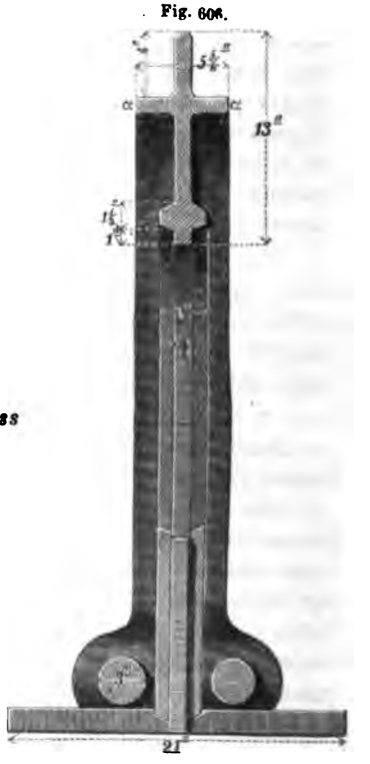


Fig. 606.



zu vergröfsern, wurden sie aus 7 zusammen gebündelten Rundeisenstäben mit einem in der Mitte befindlichen Kern zusammengesetzt und durch fortgesetztes Walzen zu einem Stabe ausgeschmiedet.

Aus Fig. 607 ist das Endauflager der Hauptträger im Detail ersichtlich. Die Verankerung derselben mit den Umfassungsmauern

geschieht mittelst Ankerschienen, die an den oberen Theil *n* der Vertikalrippe angeschraubt und am anderen Ende mit einer Oese versehen sind, durch welche ein rings herum geführtes Zugband *s* durchgesteckt wurde. Die bereits erwähnten gufseisernen Langträger *b b* ruhen mittelst ausgeklinkter Enden auf der oberen Flansche der

Fig. 607.

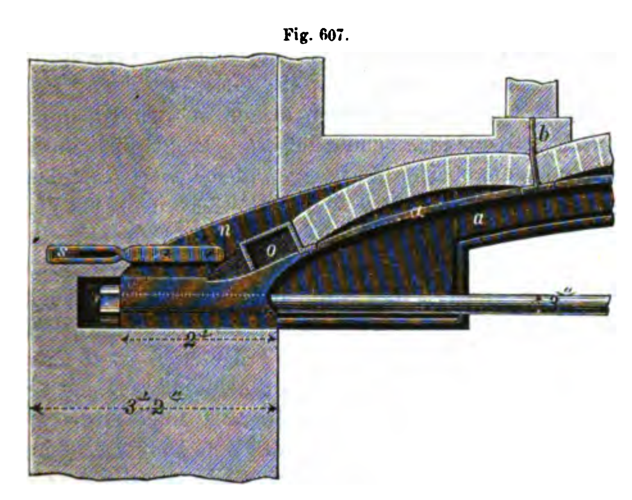
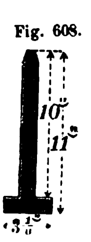
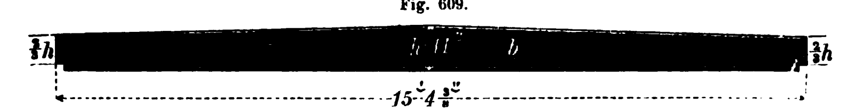


Fig. 608.



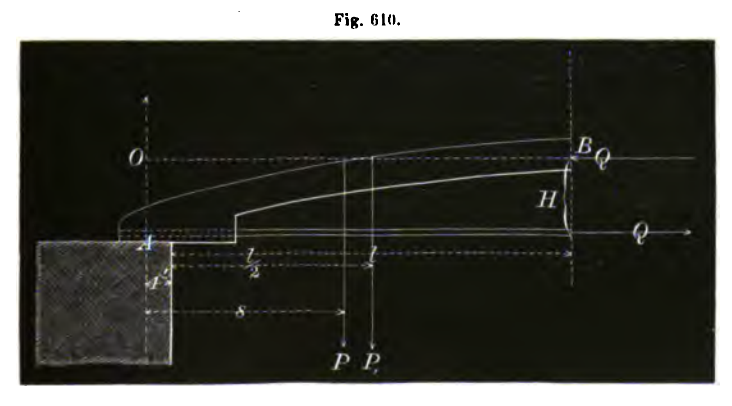
Hauptträger, mit der sie verschraubt sind. Fig. 608 zeigt den Querdurchschnitt, und Fig. 609 die Seitenansicht dieser Träger, woraus hervorgeht, dafs

Fig. 609.



ihre Höhe behufs gröfserer Tragfähigkeit von beiden Enden nach der Mitte hin allmählig zunimmt. Zwischen ihnen sind Kappen von 1^{m}10 Spannweite, aus Töpfen von 13 Centim. Durchmesser und 14,3 Centim. Höhe, eingewölbt. Die beiden letzten Ortbalken *oo* sind kastenförmig gestaltet und mit der Flansche *a*

Fig. 610.



verschraubt, so dafs sie dem Schube des Gewölbes einen ausreichenden Widerstand leisten.

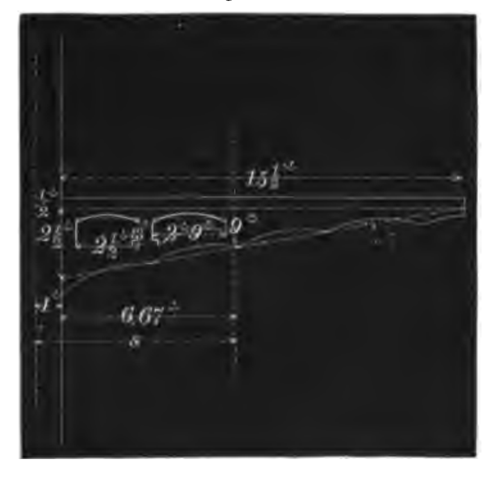
Die Wölbetöpfe, von March in Charlottenburg bezogen, wurden mit Mörtel von Halberstadter Gips vermauert. Sämmtliche Einzeltheile der Eisen-Construction lieferte die Borsig'sche Fabrik. Weitere Mittheilungen finden sich

in dem von Stüler herausgegebenen Werke: »Das neue Museum zu Berlin, 1862«. Berlin, Ernst & Korn.

Bei der gekrümmten Form der Hauptträger, deren Auflagerenden wegen der elastischen Längenveränderungen des Materials ein horizontales Verschieben intendiren, läfst sich jeder dieser Träger einem Gewölbe gleich erachten, welches im Scheitel eine Pressung erleidet und in Folge dessen an den Kämpferpunkten einen eben so grofsen horizontalen Schub äufsert. Die Gröfse dieses Schubes kann auch hier der Spannung beider Zugstangen gleich gesetzt werden.

Es sei AB, Fig. 610, eine Trägerhälfte, P das Gewicht der von dem Binder unterstützten Gewölbefläche $\alpha\beta\gamma\delta$, Fig. 604, welches im Schwerpunkte derselben wirksam gedacht wird, und P_1 die resultirende Kraft der zusätzlichen Belastung; der Angriffspunkt dieser liegt in der Mitte der Trägerhälfte. Denkt man sich nun statt der anderen Trägerhälfte im Schwerpunkte B der Scheitelfuge eine Horizontalkraft Q angebracht, so mufs dafs Trägerstück AB unter Einwirkung der Kräfte P, P_1, Q, sowie der Reaction des Stützpunktes A und der Spannung beider Zugstangen im Gleichgewicht sein. Hieraus folgt, dass die Summe der Vertikalkräfte $P + P_1$ gleich der Reaction des Stützpunktes A, und dafs die horizontale Pressung Q in der Scheitelfuge gleich der Spannung beider Zugstangen ist. Es findet ferner die auf den Punkt O bezogene Momentengleichung statt:

Fig. 611.



$$Ps + P_1\left(\frac{l}{2} + 1\right) = QH,$$

unter s die Entfernung des Schwerpunktes der betreffenden Gewölbefläche von der Linie AO, und unter H den vertikalen Abstand der beiden Horizontalkräfte Q verstanden.

Aus obiger Gleichung ergiebt sich:

$$Q = \frac{Ps + P_1\left(\frac{l}{2} + 1\right)}{H},$$

worin für P, s und P_1 die bezüglichen Werthe zu substituiren sind. Denken wir nun den Gewölbequerschnitt, vergl. Fig. 611, aus einem Rechteck und aus einem Dreieck zusammengesetzt, dessen punktirt gezeichnete Hypothenuse die unteren Kämpferpunkte der kleinen Kappen in sich aufnimmt, so findet sich der Werth von s aus der Gleichung:

$$s - 1 = \frac{(15{,}5 \,.\, 12)^2 \,.\, 6 \,.\, \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \,.\, \frac{1}{3}(15{,}5 \,.\, 12)^2 \,.\, 30 - 30 \,.\, 13 \,.\, 21 - 33 \,.\, 9 \,.\, 60}{15{,}5 \,.\, 12 \,.\, 6 + \frac{1}{2} \,.\, 30 \,.\, 15{,}5 \,.\, 12 - 30 \,.\, 13 - 33 \,.\, 9}$$
$$= 6{,}67'.$$

Das Gewicht des betreffenden Gewölbetheils ist aber

$$P = \frac{15{,}5 \,.\, 12 \,.\, 6 + \frac{1}{2} \,.\, 30 \,.\, 15{,}5 \,.\, 12 - 30 \,.\, 13 - 33 \,.\, 9}{144} \cdot 15 \cdot 100$$

$$= 33531 \text{ Pfd},$$

und die zusätzliche Belastung

$$P_1 = 15 \,.\, 15{,}5 \,.\, 50 = 11625 \text{ Ctr.}$$

Durch Substitution dieser Werthe ergiebt sich

$$Q = \frac{33531 \,.\, 7{,}67 + 11625 \,.\, 8{,}75}{2{,}75}$$

$$= 130509 \text{ Ctr.}$$

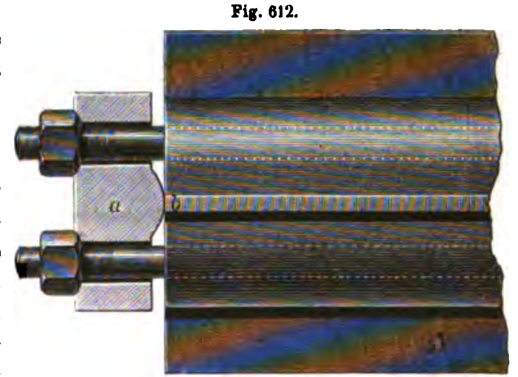
Ob nun diese Spannung sich auf beide Zugstangen ganz gleichmäfsig überträgt, dürfte sehr zweifelhaft sein. Nehmen wir an, dafs diese Spannungen ungünstigen Falls sich wie 2 : 3 verhalten, so würde der am meisten in Anspruch genommene Zuganker pro □Zoll seines Querschnitts eine Belastung von

$$\frac{130509 \,.\, 3}{5 \,.\, 7} = 11157 \text{ Ctr.}$$

erleiden. Es ergiebt sich daher, dafs die Zugstangen bei einem Durchmesser von 3″ (7,8cm) eine ziemlich genügende Stärke erhalten haben, obwohl die zu Grunde gelegte Annahme hinsichtlich des Verhältnisses ihrer Spannungswerthe von äusseren Umständen abhängig ist und deshalb nicht genau in die Rechnung eingeführt werden kann.

Um durch einen einfachen Mechanismus eine gleich grofse Inanspruchnahme beider Zugstangen zu erzielen, kann die in Fig. 612 dargestellte Construction in Anwendung kommen. Hiernach verbinden sich die Enden jener Stangen mit einem doppelarmigen Hebel *a*, der, in dem Punkte *b* drehbar, die Spannungen beider auf die Verstärkungsrippe des Trägers überträgt und die geringsten Differenzen in denselben zur Ausgleichung bringt. Da zu diesem Zweck die freie Bewegung der Zugstangenenden eine nothwendige Bedingung ist, so wird diese durch einen kleinen Spielraum in den Durchbohrungen, und in den Anschlufsflächen beider Schraubenmuttern an den Hebel *a* hergestellt.

Fig. 612.



Bei einem Saale im neuen Rathhause zu Berlin bilden die in einer Entfernung von 10′ (3m138) von einander aufgestellten Gitterträger *aa*, Fig. 613, unmittelbar und ohne weitere Zwischentheilung das Widerlager für 5 Kappengewölbe, deren Länge von 32′ (10m04) der Tiefe des Saales entspricht. Da ihre Ausführung im Schwalbenschwanzverbande bei einer so beträchtlichen Dimension mit Schwierigkeiten verknüpft sein würde, so ist jedes Gewölbe in seiner Längenrichtung durch die zwischengespannten Bogen *bb*.. von $1\frac{1}{2}$ Stein Breite und 1 Stein Höhe in 3 Abtheilungen getheilt, die einzeln durch eine Kappe geschlossen wurden. Diese Bogen sind mit der unteren Leibung der letzteren bündig, und treten daher über das $\frac{1}{2}$ Stein starke Gewölbe in der Höhe eines halben Steines

hervor. Von der Höhe der Träger, die im vorliegenden Falle bei einer freitragenden Länge von $10^{m}04$ ca. $0^{m}60$ beträgt, ist es bei solchen Constructionen abhängig, ob die über dem Gewölbe befindlichen Fufsbodenschwellen zwischen die Träger gestreckt, oder über dieselben fortgelegt werden. In dem Querdurchschnitt, Fig. 614, sowie in dem zugehörigen Längendurchschnitt, Fig. 615, sind jene Hölzer mit den oberen Gurtungsplatten abschliefsend gedacht, sodafs die Fufsbodenbretter über die Gurtung fortgreifen.

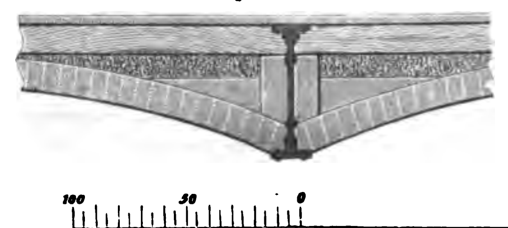

Fig. 613.



Ihrer Form und Construction nach gehören die Gitterträger dem Town'schen System an; die äufsere Schenkellänge der Eckeisen beträgt 8,4, die Breite der Gurtungsplatte 19 Centim.

Wenn bei einem auf Fenster-, Thür- oder Gurtbogen stattfindenden Auflager des Trägers hinsichtlich des Widerlagers oder der Stärke jener Bogen so ungünstige Verhältnisse vorliegen, dafs eine theilweise Entlastung derselben nothwendig erscheint, so construire man im Sinne des in Fig. 616 dargestellten Princips. Zwei Bogenstücke *aa*, die sich zu einem gedrückten Spitzbogen ergänzen, verbinden sich mit der oberen Gurtung des Trägers und entlasten daher den flachen Thürbogen, indem sie einen grofsen Theil des Auflagerdruckes

Fig. 614.



100 50 0 1 2 mètres

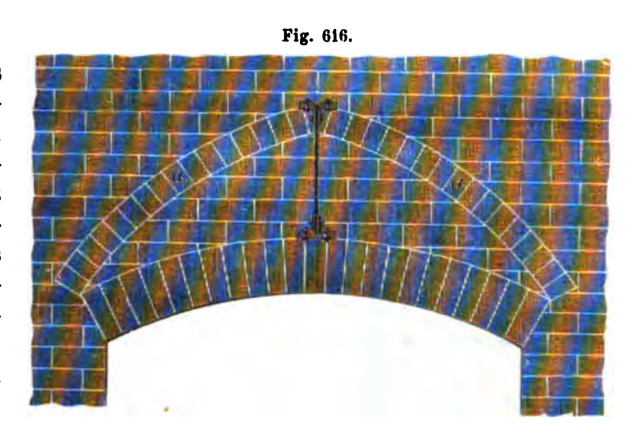
aufnehmen und unmittelbar auf die Widerlager übertragen. Die Bogen werden ½ Stein, in ihrem unteren Theile auch wohl 1 Stein stark, resp. allmählig zunehmend von ½ Stein bis auf 1 Stein Stärke eingewölbt. Sind dieselben, unter

Vernachlässigung der in ihrer ganzen Länge gleichmäfsig vertheilten Belastung, nur in ihrem Scheitel in Anspruch genommen, so könnte ihre Einwölbung auch geradlinig, oder in einem ganz flachen Pfeilverhältnifs erfolgen.

Fig. 615.

Der directe Anschlufs des Gewölbes an die untere Gurtung eines Blech- oder Gitterträgers hat immer einen grofsen Verhau der ersten Anfängersteine zur Folge. Auch nehmen dieselben an den durch Temperatureinflüsse hervorgerufenen Bewegungen einen directen Antheil, sodafs einzelne Steine der Gefahr ausgesetzt sind, zerdrückt zu werden. Zur Beseitigung des ersteren Uebelstandes bediente man sich bei den »Centralhallen« in Paris gufseiserner Widerlagsstücke, die, aus zwei Theilen bestehend, sich auf die untere Gurtung stützen, und durch Schrauben untereinander verbunden sind. Fig. 617 erläutert diese Construction mit hinreichender Deutlichkeit. An denjenigen Stellen, wo die Bolzen durchgreifen, sind die Widerlagswände mit Einschnitten versehen, an deren vertikale Aufsenflächen sich die Schraubenköpfe anschliefsen.

Fig. 616.



In welcher Weise eine Decken-Construction aus Blechträgern und T-Eisen combinirt und hiermit eine zweckmäfsige Theilung der Flächen bewirkt werden kann, geht aus Fig. 618 im Grundrifs und aus den nachfolgenden Figuren in den verschiedenen Durchschnitten hervor. Es ist dabei angenommen, dafs in der Richtung *A B* der in der Mitte durch eine Säule *b* unterstützte Haupt-Blechträger *a* verlegt werde, mit welchem sich die im Querschnitt schwächeren Blechträger *cc* verbinden; an diese schliefsen sich die T-Eisen *dd* an, welche als Widerlager für Kappengewölbe dienen; es wird demnach die Belastung der letzteren auf die Träger *cc* und von diesen auf die Hauptträger *a* übertragen.

Fig. 617.

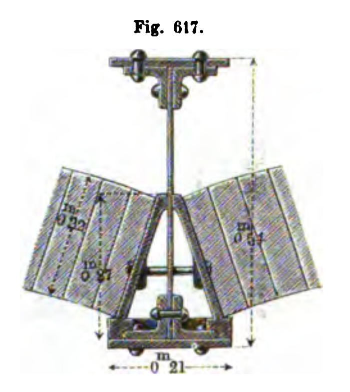
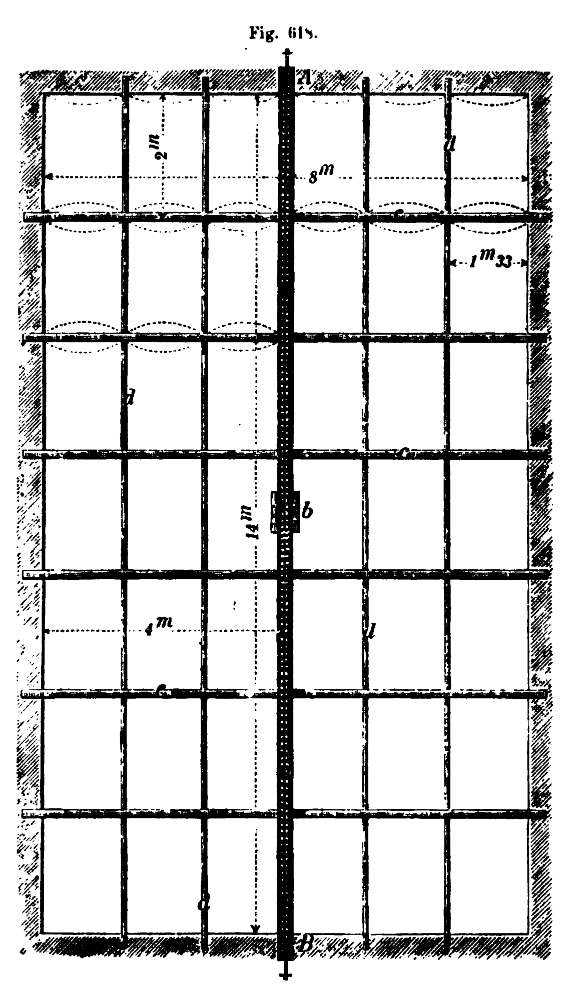


Fig 619 zeigt einen Querdurchschnitt durch 3 Kappengewölbe in doppelt

so grofsem Mafsstabe und Fig. 620 die Verbindung der rechtwinklig zusammentreffenden Träger *a* und *c*, sowie die der Träger *c* und *d* im Detail. Wie ersichtlich, werden die Blechbalken *c* mittelst 4 vertikal aufsteigender Winkel, vergl. auch den Horizontalschnitt nach *rs*, Fig. 621, an die Zwischenwand des Hauptträgers angehängt, wobei die Zahl der doppelschnittigen Niete durch die Gröfse der Belastung bedingt wird. Die Verbindung der T-Eisen mit den Blechträgern *c* geschieht durch gufseiserne, mit der vertikalen Wand der letzteren verschraubte Schuhe, sowie durch seitlich sich anschliessende Winkel.

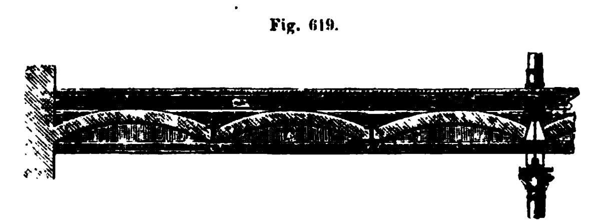
Fig. 618.



Ein Durchschnitt durch den Träger *c* wird durch Fig. 622 erläutert.

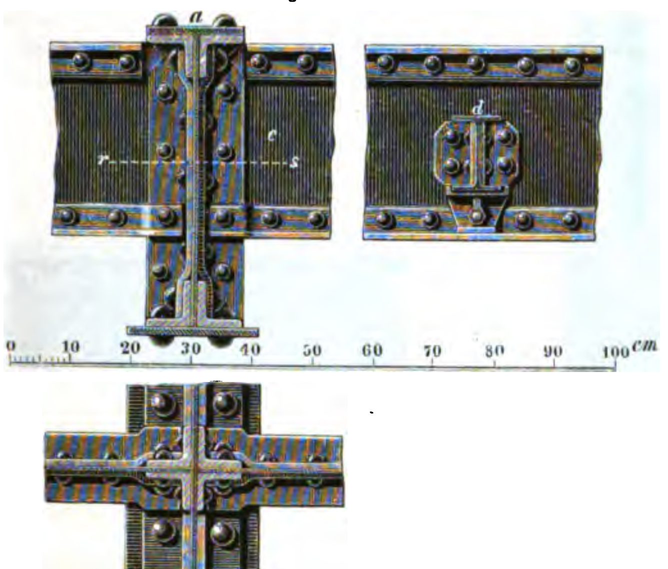
Sollten statt desselben, der gröfseren Leichtigkeit wegen, Gitterbalken in Anwendung kommen, so geschieht ihre Verbindung mit den Haupt-Blechträgern mittelst der Einlageplatten *ll*, Fig. 623, welche sowohl von den Gurtungseisen, wie von den — hier doppelt gedachten — Gitterstäben umfafst werden. Auch an denjenigen Stellen, wo die T-Eisen gegen jene Träger stofsen, ist ein in ganzer Höhe der letzteren durchgreifendes Vertikalblech nothwendig; dasselbe ist zum Zweck der Befestigung der Gitterstäbe in seinem unteren Theile erforderlichen Falls zu verbreitern.

Fig. 619.



Um einen möglichst vortheilhaften Anschlufs der Gewölbe an die Hauptträger zu erzielen, sollen auch hier mit den letzteren durchlaufende gufseiserne Widerlagsstücke verschraubt werden, wie dies aus Fig. 624 deutlich hervorgeht. Die Länge dieser Stücke ist der der T-Eisen gleich; an den Enden sind dieselben mit Umkröpfungen zu versehen, mittelst deren sie die anliegenden Schenkel der vertikalen Aufsteifungen umfassen.

Fig. 620 u. 621.



Ferner ist in Fig. 625 die Verbindung der beiden übereinander stehenden Säulen mit dem dazwischen befindlichen Hauptträger dargestellt. Die obere

Fig. 622. Fig. 624.

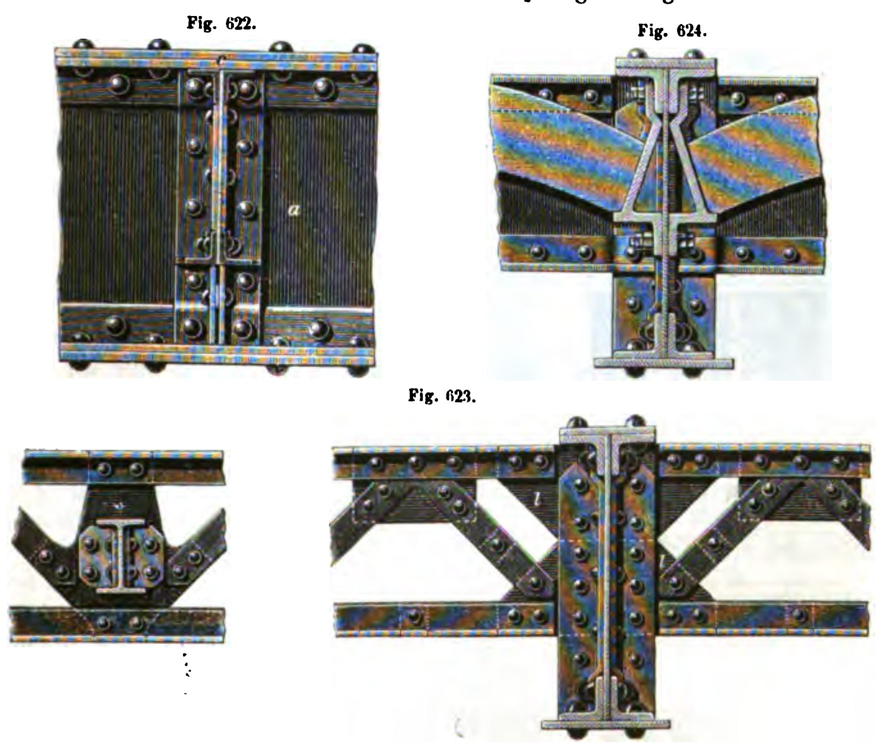
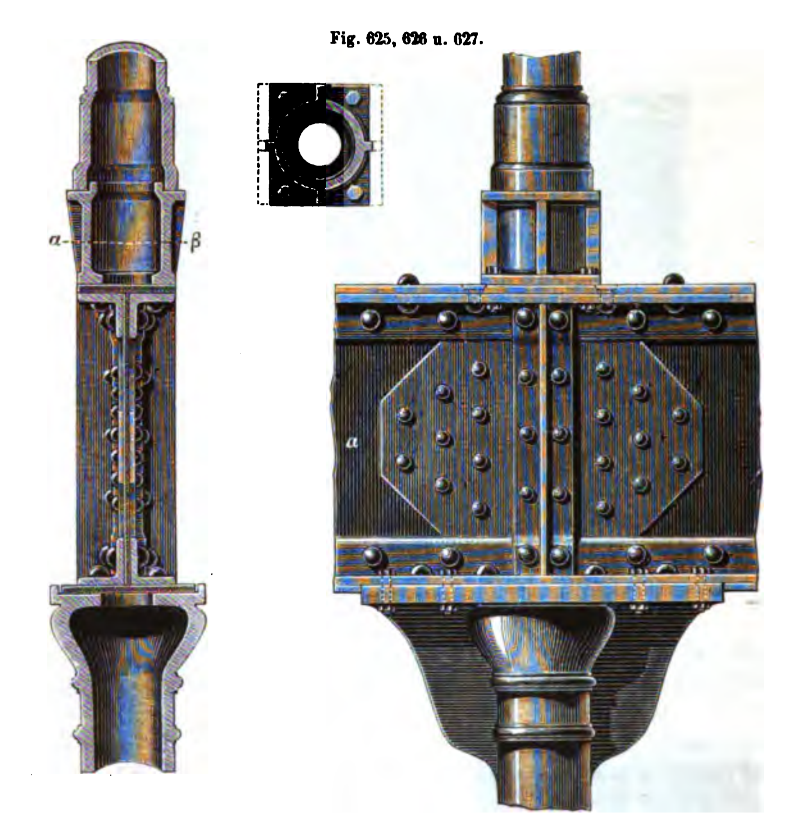


Fig. 623.

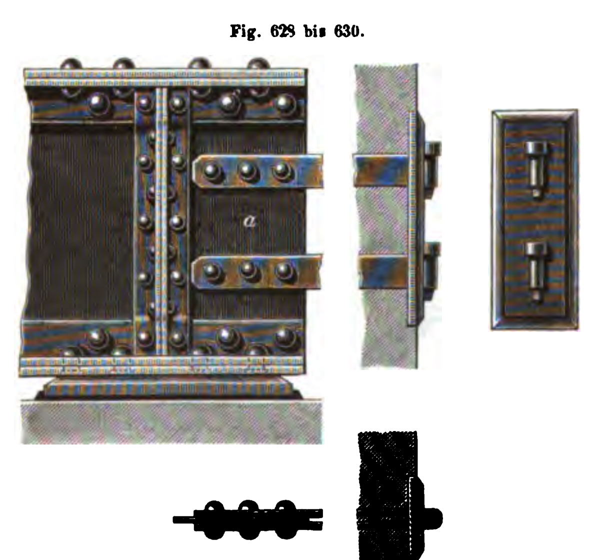
Säule steht nicht direct auf der Trägergurtung, sondern auf einem cylindrisch gestalteten Zwischenstück, dessen Form aus dem nach der Linie $\alpha\beta$ gedachten

Fig. 625, 626 u. 627.



Horizontalschnitt, Fig. 626, ersichtlich ist; vergl. auch die Vorderansicht, Fig. 627. Um diesen Untersatz auf die Trägergurtung mittelst 4 Schrauben befestigen zu können, mufs die Fufsplatte desselben hier rechteckig gestaltet werden, während die Kopfplatte eine quadratische Form erhalten kann. Die über der Säule liegende Stofsfuge des Vertikalbleches wird durch Doppelplatten gedeckt; ein Stofs der Gurtungen ist an jener Stelle nicht vorausgesetzt worden.

Fig. 628 bis 630.



Die Fig. 628 bis 630 veranschaulichen endlich das Endauflager des Hauptträgers *a* mit der zugehörigen Verankerung. An die Blechwand des Trägers sind hier je zwei doppelte Ankerschienen genietet,

welche an der Aufsenseite eine Ankerplatte durchdringen, mit der sie durch ein Paar schmiedeeiserne Keile in eine feste Verbindung treten.

In Nachstehendem lassen wir nun die Berechnung der Querschnittsdimensionen der einzelnen Träger folgen.

I. Die T-Eisen *d*.

Dieselben sind pro lfd. Meter gleichmäfsig belastet

a) Durch das Eigengewicht rot. 20ᵏ
b) durch 1,33□ᵐ Kappengewölbe, ½ Stein stark, incl. Hintermauerung, Lagerhölzer und Fufsbodenbretter (Constructionslast) à 500ᵏ. 665ᵏ
c) durch die darauf ruhende zusätzliche Belastung (Nutzlast) à 300ᵏ 399ᵏ

1084ᵏ.

Es ist daher ein Widerstandsmoment bedingt von

$$\frac{1}{8} \cdot 1084 \cdot \frac{2 \cdot 200}{700} = 77,4.$$

Der nebenstehend dargestellte Querschnitt, Fig. 631, hat ein Widerstandsmoment von

$$91,1,$$

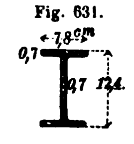


Fig. 631.

und es beträgt demnach die Spannung der äufsersten Faser nur

$$\frac{1}{8} \cdot \frac{1084 \cdot 2 \cdot 200}{91,1} = 594^k\,9.$$

II. Die Blechträger *c*.

Dieselben liegen in einer Länge von 4ᵐ frei und sind je auf ⅓ ihrer Länge mit 2 . 1084 = 2168ᵏ belastet. Das Eigengewicht der Träger kann pro lfd. Meter auf $10\,L = 10 \cdot 4 = 40^k$ angenommen werden. Es beträgt daher ihr ganzes Gewicht 160ᵏ.

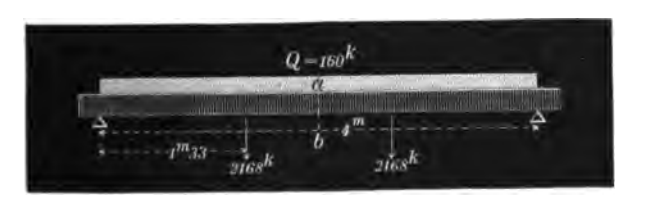


Fig. 632.

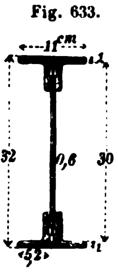


Fig. 633.

Hiernach ist das gröfste Moment für die Mitte *ab* desselben, vergl. Fig. 632,

$$M_{x=2} = 80 \cdot 1 + 2168 \cdot 1,33 = 2963,4 \text{ Kilogr.-Meter.}$$

Der Träger soll, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen, eine Höhe von 30ᶜᵐ erhalten. Es ist daher für jede Gurtung eine Querschnittsfläche von

$$\frac{2963,4}{700 \, . \, 0,30} = 14,11 \square^{cm}$$

erforderlich. Die Gurtung des in Fig. 633 dargestellten Trägerquerschnitts enthält:

das vertikale Blech

0,6 . 5,2 . . . . 3,12 $\square^{cm}$

die beiden Winkeleisen

2 . (4,2 + 5,2) . . . . 18,8 -

21,92 $\square^{cm}$

Hiervon geht eine Nietöffnung ab

1,5 . 2,6 . . . . 3,9 $\square^{cm}$,

und es bleibt daher ein nutzbarer Querschnitt von 18,02 $\square^{cm}$.

Für die vertikale Wand genügt theoretisch eine Stärke von

$$\frac{2168 + 80}{700 \, . \, 30} = 0,10^{cm},$$

wofür jedoch aus bereits früher angegebenen Gründen eine Stärke von $0,6^{cm}$ in Anwendung kommen mufs.

Die Länge des Endauflagers stellt sich, bei einer Breite der gufseisernen Auflagerplatte von 15^{cm}, auf

$$\frac{2168 + 80}{15 \, . \, 10} = 14,9^{cm};$$

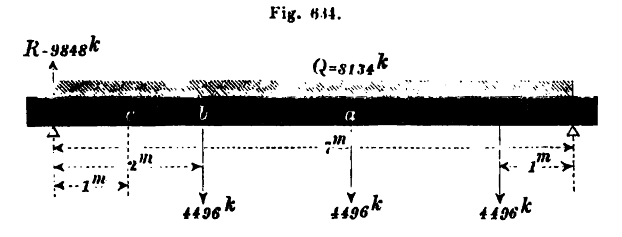
es wird jedoch eine Länge von mindestens 24^{cm} genommen werden müssen, um einem etwaigen Abrutschen der Trägerenden vorzubeugen. —

III. Der Hauptträger *a*.

Der Belastungszustand desselben zeigt sich, wie nebenstehend in Fig. 634 angegeben. In jedem Lastpunkte wirkt ein Druck von

$$2\,(2168 + 80) = 4496^{k}.$$

Fig. 634.



Der Träger ist aufserdem in seiner ganzen Länge gleichmäfsig belastet

a) durch das Gewicht von $3\frac{1}{2}$ Kappengewölben, incl. Hintermauerung u. s. w.

1,33 . 7 . 500 . . . . 4655^{k}

b) durch die darauf ruhende Nutzlast

1,33 . 7 . 300 . . . . 2793^{k}

c) durch das Eigengewicht

14 . 49 . . . . 686^{k}

Summa 8134^{k}

Hiernach ergiebt sich die Reaktion des linken Auflagers

$$R = 4067 + \frac{4496 (1 + 3 + 5)}{7},$$
$$= 9848^k.$$

Mit Berücksichtigung der pro lfd. Meter gleichmäfsig vertheilten Belastung von $\frac{8134}{7} = 1162^k$ ist leicht ersichtlich, dafs an keiner Stelle des Trägers die algebraische Summe aller vertikalen Kräfte gleich Null ist; es existirt daher kein absolutes Maximum des Biegungsmoments. Für jeden zwischen den Punkten a und b liegenden Querschnitt ist die Summe der abwärts gerichteten vertikalen Kräfte kleiner, als die Reaktion R, und für einen über a hinaus, nach rechts hin, gerückten Querschnitt wird die Summe jener Vertikalkräfte gröfser als R. Es liegt daher die Bruchstelle im Punkte a. Für diesen Schnitt ist das relative Maximum des Biegungsmoments

$$M_{x=4} = 9848 \,.\, 4 - 4496 \,.\, 2 - 1162 \,.\, 4 \,.\, 2.$$
$$= 21104 \text{ Kilogr.-Meter.}$$

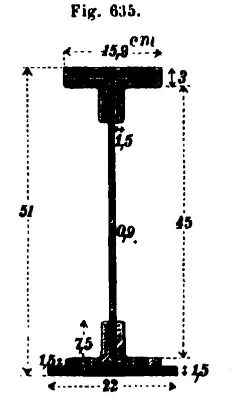


Fig. 635.

Die Höhe des Trägers, zwischen den Schwerpunkten der Gurtungen gemessen, soll 45^{cm} betragen. Es ist demnach im Schnitt a eine Querschnittsfläche erforderlich von

$$\frac{21104}{700 \,.\, 0{,}45} = 67{,}0 \square^{cm}.$$

Die obere Gurtung des in Fig. 635 dargestellten Trägerquerschnitts enthält:

das Vertikalblech 0,9 . 7,5	6,75□cm.
2 Winkeleisen à 7,5 und 1,5cm	40,50 -
1 Gurtungsplatte 15,9 . 1,5	23,85 -
	71,10□cm

Die untere Gurtung enthält:

das Vertikalblech, wie oben	6,75□cm
2 Winkeleisen - -	40,50 -
1 Gurtungsplatte 22 . 1,5	33,0 -
	80,25□cm

Hiervon sind in Abzug zu bringen 2 Nietöffnungen à 2^{cm} Durchmesser

$$2 \,.\, 2 \,.\, 3 = 12 \square^{cm}.$$

Es bleibt mithin ein Nettoquerschnitt von

$$68{,}25 \square^{cm}.$$

Die Stärke des vertikalen Bleches ist mit $0{,}9^{cm}$ mehr als ausreichend.

Die Querschnittsfläche der Gurtung im Schnitt b ergiebt sich aus dem an dieser Stelle auftretenden Momente

$$M_{x=2} = 9848 \,.\, 2 - 1162 \,.\, 2 \,.\, 1 = 17372 \text{ Kilogr.-Meter.}$$

Es ist demnach hier ein Gurtungsquerschnitt erforderlich von

$$f = \frac{17372}{700 \;.\; 0,45} = 55,1 \square^{cm},$$

woraus folgt, dafs die Gurtungsplatte an jener Stelle noch nicht entbehrt werden kann.

Dagegen ist für den Schnitt c, im Abstande von 1^m vom linken Stützpunkte,

$$M_{x=1} = 9848 - 1162 \;.\; \tfrac{1}{2}$$
$$= 9267 \text{ Kilogr.-Meter,}$$

und an dieser Stelle

$$f' = \frac{9267}{700 \;.\; 0,45} = 29,4 \square^{cm}.$$

Die Gurtungsplatte würde demnach nur in der Strecke cd nothwendig sein.

Die theoretische Stärke der vertikalen Wand berechnet sich für den linken Stützpunkt auf

$$\frac{9848}{700 \;.\; 45} = 0,31^{cm}.$$

Am rechten Stützpunkte wird sie jedoch etwas stärker ausfallen und ist diese daher für die ganze Länge des Trägers als mafsgebend zu betrachten.

Die Last

$$2168 + 80 = 2248^k$$

wird im Aufhängepunkte der Träger c mittelst doppelschnittiger Niete auf die Blechwand des Trägers a übertragen.

Unter der Voraussetzung, dafs die Niete einen Durchmesser von $1,5^{cm}$ erhalten, ergiebt sich die Anzahl derselben aus der Gleichung,

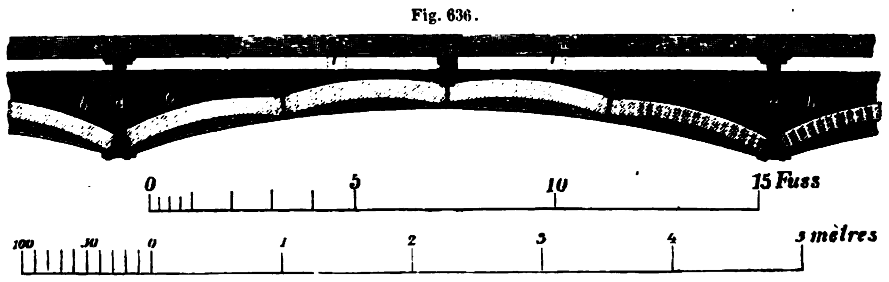
$$2 \;.\; \tfrac{1}{4}\pi \;.\; 1,5^2 \;.\; 700 \;.\; x = 2248; \quad \text{oder}$$

$$2472\, x = 2248,$$

woraus zu schliefsen, dafs die Befestigung durch 2 bis 3 jener Niete eine aufserordentliche Sicherheit darbietet. Bei der Ausführung pflegt man trotzdem eine noch gröfsere Zahl in Anwendung zu bringen. —

Um in der Unteransicht der soeben betrachteten Decke eine gröfsere Abwechselung zu erzielen, dürfte sich in der Form der Querträger diejenige Modi-

Fig. 636.

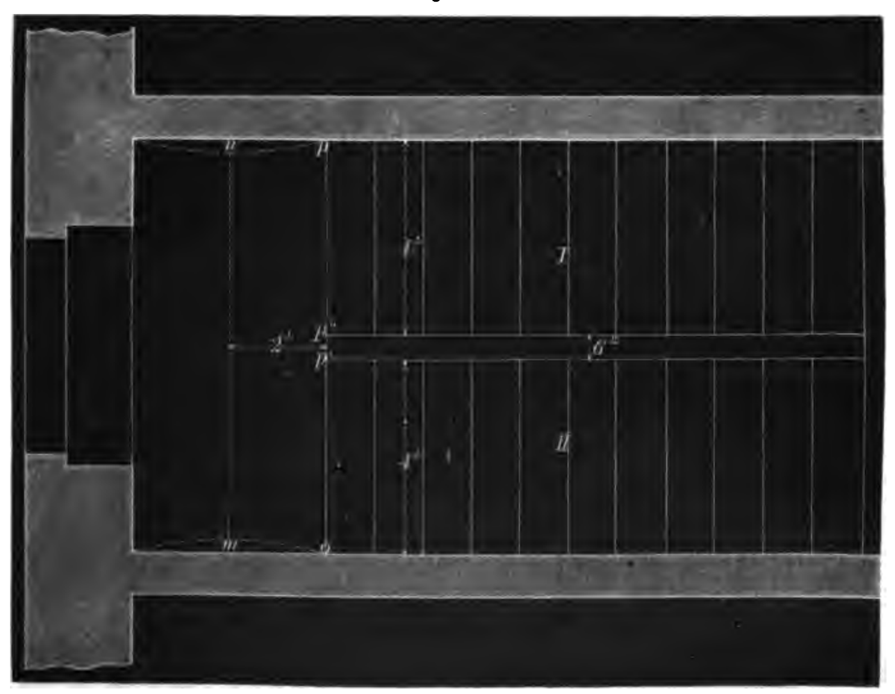


fication empfehlen lassen, wie sie in Fig. 636 zur Anschauung gebracht worden. Bei den hier mit b bezeichneten Blechträgern ist nämlich das Vertikalblech unten

in einer Kurve ausgeschnitten und durch Gurtungseisen von gleicher Form gegürtet; auf den letzteren liegen dann wieder die Kappenträger *cc*, sodafs sich auf diese Weise in der Configuration der Decke eine gröfsere Beweglichkeit ausspricht. Die im Querschnitt stärkeren Hauptträger *aa* sind hier als Gitterträger, und zwar wie in Fig. 618, mit parallelen Gurtungen gedacht. Die Schwellen *e* werden durch Schrauben mit versenkten Köpfen auf die obere Gurtung der Hauptträger befestigt und erforderlichen Falls noch durch die Hölzer *f*, resp. *f'* und *f''* unterstützt. —

Eine sehr häufige Anwendung finden die eisernen Träger bei der Construction gewölbter Treppen zur Herstellung des Podestes und eines gewölbten feuersicheren Abschlusses unter dem Dache. Mit Rücksicht auf gröfsere Billigkeit verwendet man hierzu gewöhnlich die Eisenbahnschienen, obgleich selbst die stärksten, 5'' ($0^{m}130$) hohen Profile nur in den seltensten Fällen die erforderliche Sicherheit darbieten. In dem Grundrifs, Fig. 637, ist daher angenommen, dafs in der Richtung *op* zwei, mit ihren Füfsen überein-

Fig. 637.



ander genietete Schienen *a* zur Anwendung kommen, welche sowohl für die Podestkappe, wie für die aufsteigenden Gewölbe beider Treppenläufe das Widerlager bilden. Aus dem durch den Treppenarm I gelegten Längenschnitt, Fig. 638, geht die Construction deutlich hervor; jeder Lauf enthält hiernach 11 Auftritte oder 12 Stufen, deren Steigung 6'' beträgt. Hinsichtlich der Belastung des Podestträgers wäre zu beachten, dafs diese in der ganzen Strecke *op* durch das halbe Gewicht der Podestkappe sammt zusätzlicher Belastung (in der Gröfse *mnop*) gleichmäfsig vertheilt auftritt. Aufserdem erfährt dieser Träger in der Strecke *op'* eine Belastung durch den ganzen, mit II bezeichneten

Fig. 638.

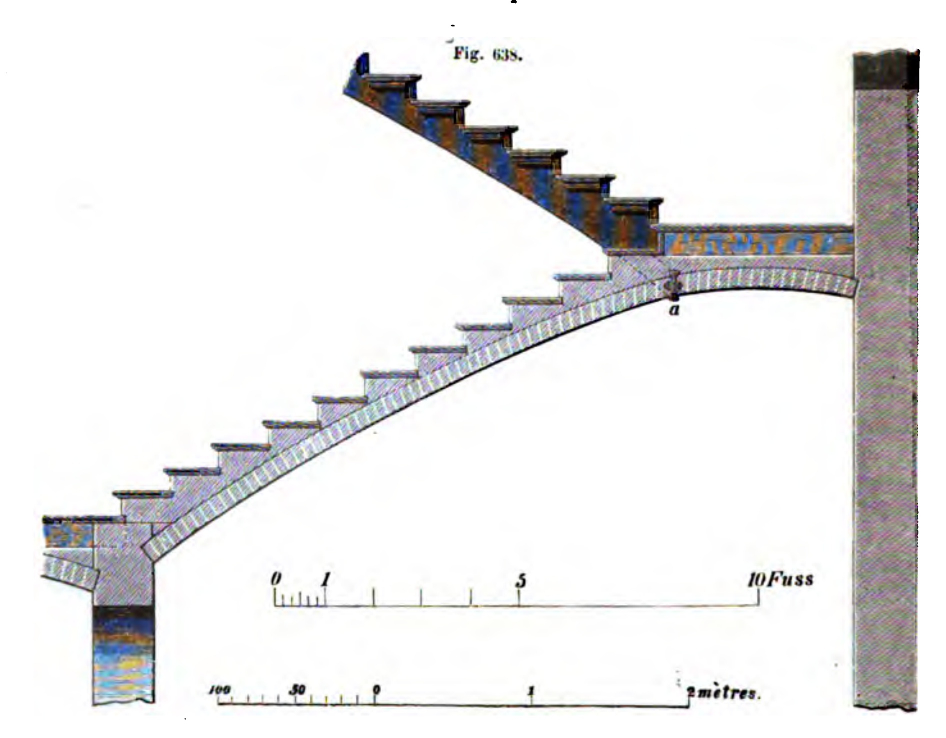
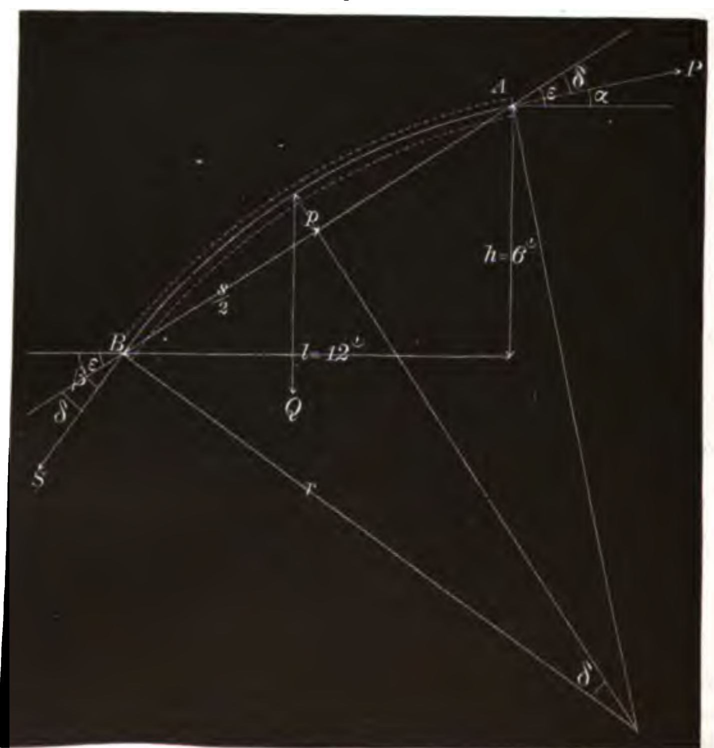


Fig. 639.



Treppenlauf, während er in der Strecke pp'', zum Vortheil gröfserer Tragfähigkeit, durch den vertikal aufwärts gerichteten Schub des Treppenarmes I theilweise entlastet wird. Was den horizontalen Schub der beiden aufsteigenden Gewölbe anbetrifft, so überträgt sich dieser durch die Podestkappe auf die Aufsenmauer; die in der Fensterbrüstung derselben zuweilen auftretenden Sprünge und Risse geben dann einen sprechenden Beweis dafür, dafs sie unter der Einwirkung dieses Schubes bereits mehr oder minder gelitten.

Um nun die Tragfähigkeit der Eisenbahnschienen einer Prüfung zu unterziehen, nehmen wir in nachfolgender Rechnung an, dafs das Gewicht des Treppenmauerwerks, incl. der darauf ruhenden variablen Belastung, pro □Fufs der Horizontalprojection 130 Ø. betrage. Indem wir hierbei ausnahmsweise das Fufsmafs zu Grunde legen, ergiebt sich das Gewicht eines ganzen Treppenarmes

$$Q = 11 . 4 . 130 = 5720 \text{ Ø.},$$

und das Gewicht des vierten Theiles des Podestes

$$Q' = 4\tfrac{1}{4} . 2 . 130 = 1105 \text{ Ø.}$$

Wir ermitteln nun den Horizontal- und Vertikalschub beider Treppenarme und bezeichnen zu diesem Zweck, vergl. Fig. 639, mit P den Gewölbeschub im Punkte A, mit S den Gewölbeschub im Punkte B, ferner mit α und β die spitzen Winkel, welche die Richtung jener Kräfte mit der Horizontalen bildet. Der Treppenarm ist alsdann unter der Einwirkung der entgegengesetzt gerichteten Kräfte P, S und der Kraft Q, die in der Mitte desselben vertikal abwärts wirkt, im Gleichgewicht. Es finden mithin die statischen Gleichungen statt:

$$1)\quad P \cos \alpha = S \cos \beta,$$

$$2)\quad P \sin \alpha + Q = S . \sin \beta,$$

$$3)\quad Q \frac{l}{2} + S \cos \beta . h = S . \sin \beta . l,$$

worin h und l die in der Figur angegebene Bedeutung haben.

Wegen der geringen Pfeilhöhe von p kann man die Kräfte P und S normal auf die Gewölbefugen wirkend annehmen; die Form der mittleren Drucklinie nähert sich dem Kreisbogen des Gewölbes und die letzte Gleichung, welche die Bedingung ausdrückt, dafs die Kräfte P, Q und S sich in einem Punkte schneiden, wird dadurch fast vollkommen richtig.

Aus den beiden ersten Gleichungen ergiebt sich nun der Horizontalschub

$$S \cos \beta = - \frac{Q}{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta},$$

und der Vertikaldruck

$$S \sin \beta = - Q \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta}.$$

Hierin sind die Werthe von α und β zu substituiren.

Bezeichnet ε den Winkel, den die Horizontale mit der Sehne AB, δ den

Winkel, den die Sehne mit der Richtung der Kräfte P und S bildet, und r den Halbmesser des Gewölbebogens, so ist

$$\alpha = \varepsilon - \delta, \text{ und}$$

$$\beta = \varepsilon + \delta.$$

Ferner ist die Sehne

$$AB = s = \sqrt{h^2 + l^2} = 6\sqrt{5}, \text{ und}$$

$$\frac{s^2}{4} = p(2r - p);$$

hieraus

$$r = \frac{s^2}{8p} + \frac{p}{2}.$$

Nehmen wir für p den Werth 6″ an, so wird

$$r = 45{,}25',$$

daher

$$\frac{s}{2r} = \sin\delta = \frac{3\sqrt{5}}{45{,}25} = 0{,}149'$$

$$\delta = 8^\circ\, 30'.$$

Der Winkel ε ist durch die Gleichung gegeben

$$\operatorname{tg}\varepsilon = \frac{h}{l} = \frac{1}{2},$$

$$\varepsilon = 26^\circ\, 30', \text{ daher}$$

$$\alpha = \varepsilon - \delta = 18^\circ, \text{ und}$$

$$\beta = \varepsilon + \delta = 35^\circ.$$

Es ist ferner

$$\operatorname{tg}\alpha = 0{,}32492$$

$$\operatorname{tg}\beta = 0{,}7002$$

$$\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta = -\,0{,}37529, \text{ und}$$

$$\frac{\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\beta} = -\,1{,}86.$$

Hieraus findet sich nun der gesuchte Werth des Horizontalschubes

$$S\cos\beta = \frac{5720}{0{,}37529} = 15257 \text{ Ctr.},$$

und der Werth des Vertikaldruckes

$$S\sin\beta = 1{,}86\, Q = 10639 \text{ Ctr.}$$

Ferner ist die aufwärts gerichtete Vertikalkraft im Punkte A

$$P\sin\alpha = S\sin\beta - Q = 0{,}86\, Q.$$

Dafs für die, den Winkeln α und β zu Grunde liegenden Werthe die oben unter 3) aufgestellte Momentengleichung beinahe vollkommen erfüllt wird, er-

giebt sich nun *a posteriori* durch Substitution der gefundenen Werthe von $S \sin \beta$ und $S \cos \beta$. Es wird nämlich

$$Q \frac{l}{2} + S \cos \beta \cdot \frac{l}{2} - S \sin \beta \,.\, l = Q \frac{l}{2} \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta - 1}{\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \beta}$$

$$= -0{,}034\, Q l.$$

Die gleichmäſsig vertheilte Last auf der Strecke op' wird

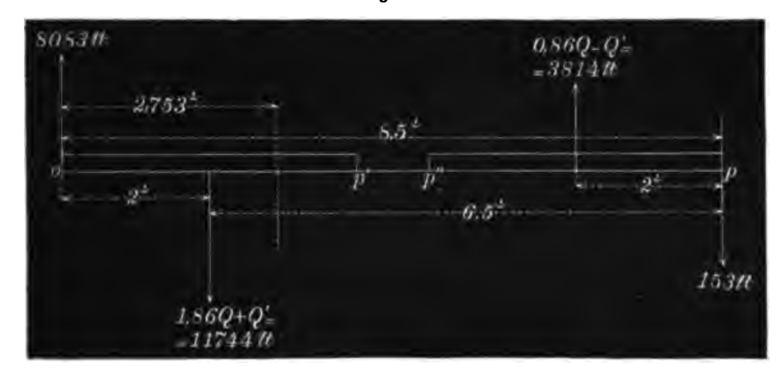
$$1{,}86\, Q + Q' = 11744 \text{ ℔},$$

und die auf der Strecke pp''

$$8{,}5 \,.\, 130 - 0{,}86 \,.\, 5720 = -3814 \text{ ℔}.$$

Diese Kraft ist demnach nach oben gerichtet.

Fig. 640.



Es ergiebt sich hieraus, wenn man den Träger an beiden Enden als frei aufliegend betrachtet, die Reaktion in o, Fig. 640,

$$\frac{11744 \,.\, 6{,}5}{8{,}5} - \frac{3814 \,.\, 2}{8{,}5} = 8083 \text{ ℔},$$

und die in p

$$\frac{11744 \,.\, 2}{8{,}5} - \frac{3814 \,.\, 6{,}5}{8{,}5} = -153 \text{ ℔}.$$

Ist nun x die Entfernung der Bruchstelle vom Punkte o, so läſst sich jene aus der Gleichung ermitteln

$$8083 - x \cdot \frac{11744}{4} = 0$$

$$x = 2{,}753'.$$

Für diesen Querschnitt ist das Moment der äuſseren Kräfte

$$M = (8083 \,.\, 2{,}753 - 11744 \,.\, 0{,}753)\; 12$$

$$= 160911 \text{ ℔.-Zoll} = 1609 \text{ Ctr.-Zoll}.$$

Es ist hieraus zu ersehen, daſs die stärkste 5-zöllige Eisenbahnschiene sich viel zu schwach erweisen würde, da das Widerstandsmoment ihres Querschnittes nur

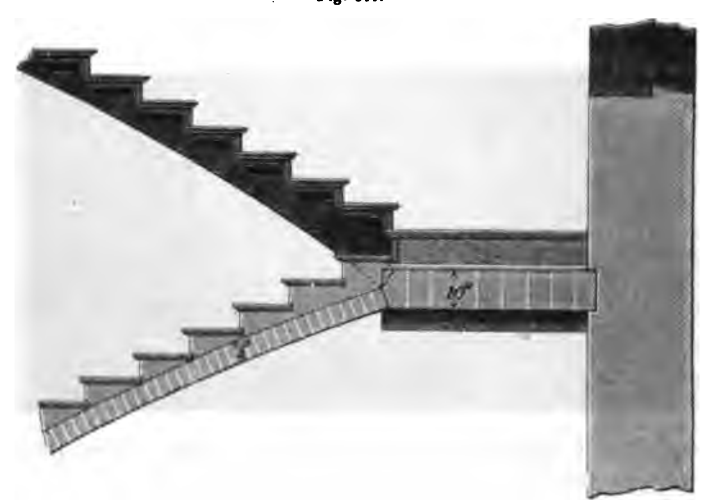
780 Ctr.

beträgt. Man wähle daher zweckmäfsiger ein T-Eisen von wenigstens $7\frac{3}{4}''$ Höhe, oder aber einen Träger, der aus zwei mit den Füfsen zusammengenieteten Eisenbahnschienen von je 4″ Höhe besteht. Das Widerstandsmoment dieses Trägers ist

$$15{,}80 \,.\, 100 = 1580 \text{ Ctr.}$$

Statt der eisernen Träger wendete man früher zu dem gedachten Zweck auch scheitrechte, 1 Stein breite und $1\frac{1}{2}$ bis 2 Stein hohe Bogen an, für deren Verankerung mit den 1 Stein starken Umfassungsmauern des Treppenhauses durch starke Ankerschienen gesorgt werden mufste. Die Verbindung der steigenden, einhüftigen Gewölbe mit der Podestkappe kann sogar direct und unmittelbar geschehen, wenn man die letztere, wie aus Fig. 641 ersichtlich, unter

Fig. 641.



veränderter Achsenrichtung möglichst flach in einer Stärke von 1 Stein eingewölbt.

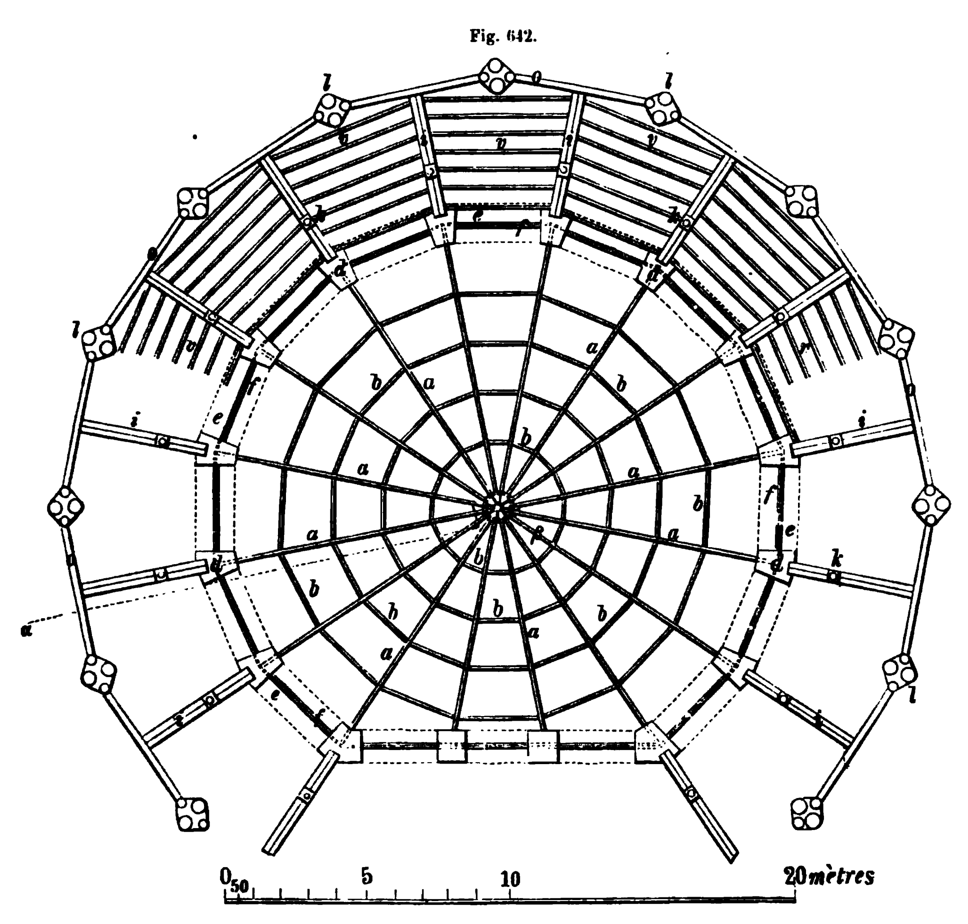
Bei den bisherigen Beispielen wurde angenommen, das der Deckenschlufs durch cylindrische, resp. durch sphärische Gewölbe erfolgen soll; dies ist in der That auch der gewöhnliche Fall. Wenn indessen ein vorzügliches Material, namentlich ein ausgezeichnetes Bindemittel zu Gebote steht, so läfst sich auch von ganz flachen Gewölben Gebrauch machen, wie dies beispielsweise bei vielen Privatgebäuden in Paris, und auch bei der dortigen, von Garnier ausgeführten und im Jahre 1875 eröffneten grofsen Oper*) geschehen ist. Dieselbe umfafst mehr als 11000 □m Grundfläche und enthält ca. 3500 Sitzplätze, also deren doppelt soviel, wie das Opernhaus in Berlin.

In Nachfolgendem geben wir nun die hauptsächlichsten, bei jenem Prachtgebäude zur Ausführung gekommenen Eisenverbindungen, soweit sich solche auf massive und unverbrennliche Decken beziehen.

*) Der Volkswitz nennt sie die Danaïden-Oper, weil die zu ihrer Ausführung erforderlichen 47 »Millionen« wie im Fafs der Danaïden verschwanden. »Seid umschlungen«!

Fig. 642 zeigt im Grundrifs die Anordnung der eisernen Balken, die als Substruction des Parquet-Zuschauerraumes und der sich anschliefsenden Räume dienen. Hierin bezeichnen *aa*.. 16 von den Enden nach der Mitte central ansteigende Blechträger, die in ihrem höchsten Punkte durch einen Kranz *c* vereinigt werden; der letztere ist ebenfalls aus Blechen zusammengesetzt und in seinem Innern durch ein gufseisernes, aus 8 Armen bestehendes Kreuz verstrebt. Die feste Verbindung dieser Parquetträger mit dem Kranze ist durch Winkeleisen hergestellt.

Fig. 642.

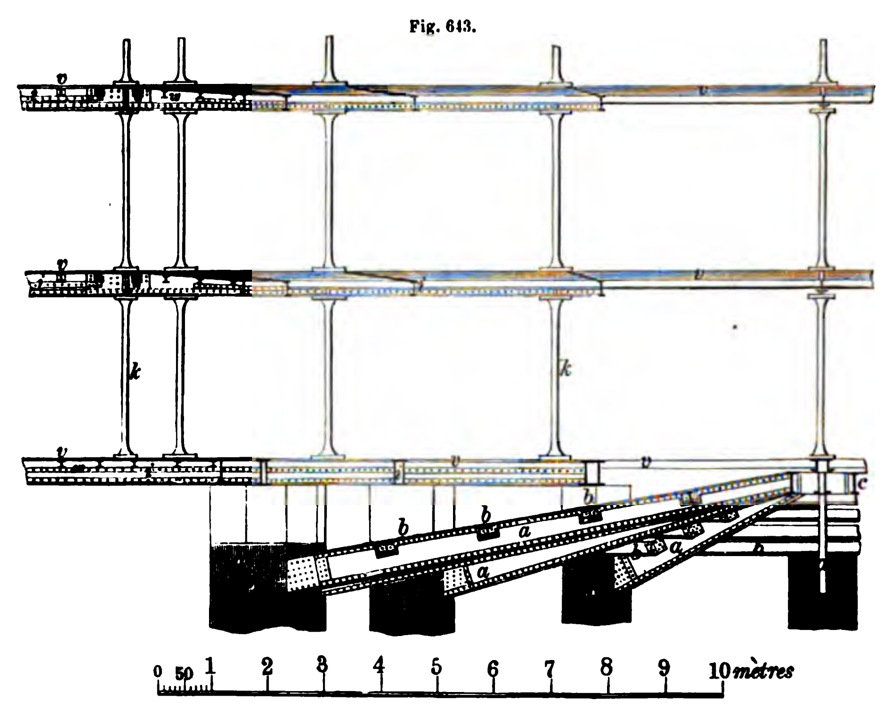


Am anderen Ende, vergl. den Querdurchschnitt, Fig. 643, greifen jene Träger in einzelne, im Souterrain aufgeführte Tambourpfeiler *d* ein, in denen gleichzeitig die Verankerung stattfindet. Die Ausführung dieser Pfeiler erfolgte aus festgebrannten Backsteinen und nur in ihrem oberen, abschliefsenden Theile aus Schnittsteinen.

Um einer drehenden Bewegung der Parquetträger vorzubeugen, theils auch, um den Schlufs der Decke zu bewirken, sind die ersteren durch die T-förmigen, gewalzten Träger *bb* untereinander verbunden; dieselben laufen in 4fachen, concentrischen Reihen rings herum, und bestehen aus Einzelstücken, deren Befestigung seitlich an den Blechwänden der Hauptträger erfolgte.

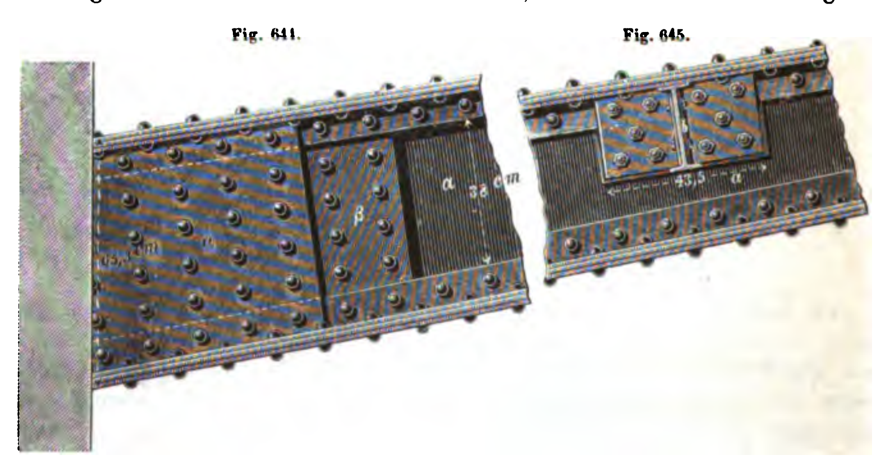
Fig. 644 zeigt im Detail die Ansicht der letzteren an derjenigen Stelle, wo sie in die Tambourpfeiler eingreifen; zur Verstärkung der Zwischenwand

Fig. 643.



des Trägers sind hier zu beiden Seiten derselben je zwei Blechplatten α und β aufgestellt und untereinander vernietet. Die Gurtungen, welche doppelte Deckplatten enthalten, sind nicht parallel, sondern convergiren von dem Ende des Trägers nach ihrem obersten Punkte hin, indem die — vertikal gemes-

Fig. 644. Fig. 645.

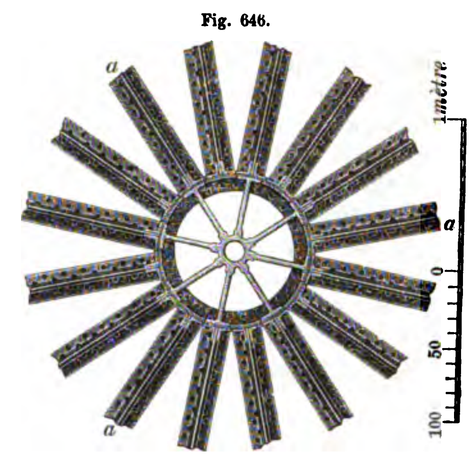


sene — Höhe desselben im tiefsten Punkte 65,3 und im Anschlufs an den Kranz nur 39 Centim. beträgt.

Die Verbindung der ringförmig angeordneten T-Eisen *b* mit den Blechträgern geht aus Fig. 645 klar hervor.

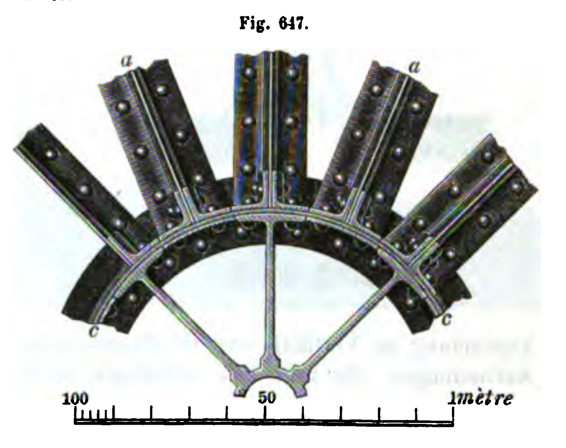
Da der schmiedeeiserne Ring *c*, mit dem sich die Parquet-Blechträger in ihrem höchsten Punkte verbinden, durch die letzteren einen sehr beträchtlichen Druck erleidet, so ergab sich für ihn die Nothwendigkeit einer inneren Ab- und Aussteifung. Zu diesem Zweck dient, wie bereits erwähnt und aus den Figuren 646 und 647 näher ersichtlich, ein gufseiserner Kranz, bestehend aus 8 Armen, die von einem Centralringe in radialer Richtung auslaufen und mittelst angegossener Flanschen sowohl mit dem Blechmantel *c*, wie mit der Hälfte der hier sich anschliefsenden Blechträger befestigt sind.

Fig. 646.



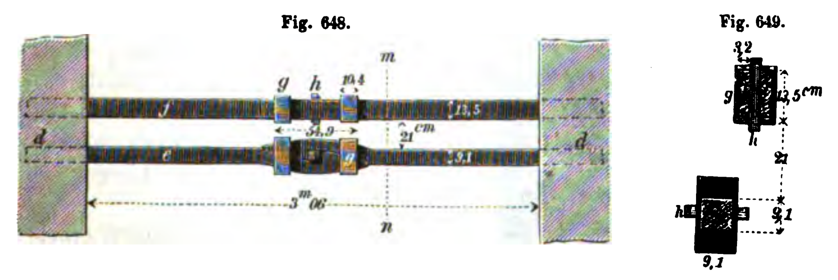
Den von den Hauptträgern gegen die einzelnen Tambourpfeiler ausgeübten Seitenschub durch Zugstangen aufzuheben, wurde hauptsächlich aus dem Grunde nicht für zweckdienlich erachtet, weil bei der Möglichkeit des Zerreifsens einer derselben, die Sicherheit der ganzen Construction in Frage gestellt würde. Die Verankerung ist vielmehr in einer Weise ausgeführt, die mit dem bei dem Renz'schen Circus in Berlin zur Anwendung gekommenen System eine entfernte Aehnlichkeit hat; sie besteht darin, dafs man die Auflagerenden der 16 Blechträger durch Riegel und hochkantig gestellte Bänder ringförmig untereinander verband; diese Zuganker legen sich an die Stirnflächen sämmtlicher Träger fest an und werden durch Keilstellung in einer permanenten Spannung erhalten.

Fig. 647.



In diesem Sinne erläutern sich die Figuren 648 und 649, von denen die

Fig. 648. Fig. 649.

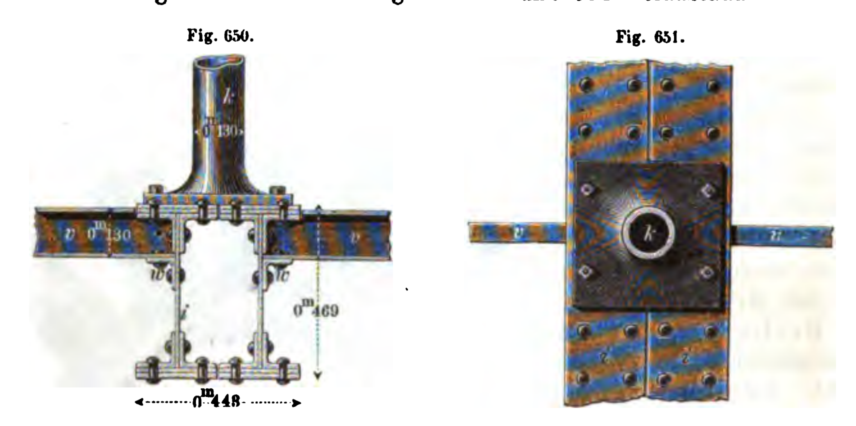


erstere eine Vorderansicht der Verankerung, und die andere, in gröfserem Mafsstabe, einen Vertikalschnitt nach der Linie *mn* darstellt. Aus den Seiten-

flächen der Pfeiler *d* treten nämlich im Souterrain die schmiedeeisernen Riegel *e* hervor, quadratisch im Querschnitt mit einer Seitenlänge von 9,1 Centim.; dieselben bestehen aus Einzelstücken, die in der Mitte zwischen je zwei Pfeilern klauenartig ineinander fassen, durch die Bänder *gg* zusammengehalten und mittelst der Keile *hh* fest angetrieben und zu einem continuirlichen Ringe verbunden werden. In einem Abstande von 21 Centim. von diesen Riegeln greifen darüber, und parallel mit denselben, die hochkantig gestellten Doppelschienen *f* durch, deren Verbindung in ähnlicher Weise erfolgte, nur mit dem Unterschiede, dafs die Keile hier vertikal stehen, während sie unten horizontal eingelegt sind. Durch das Antreiben der Keile erhalten die an die Riegel und Zugbänder sich fest anschliefsenden Auflagerenden der Blechträger eine unverrückbare Stellung, die keinen Horizontalschub gegen die Stützpunkte gestattet.

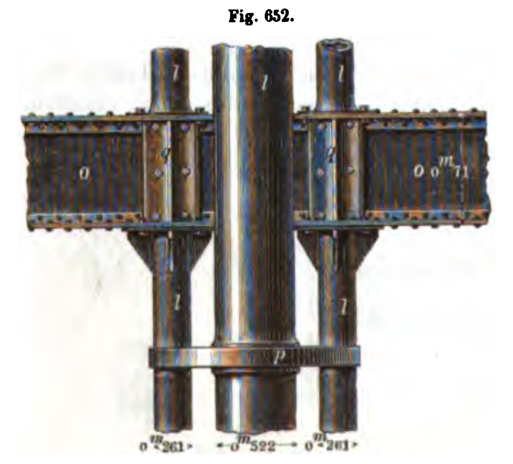
Auf die obersten Schnittsteine der Tambourpfeiler legen sich die Träger *ii* auf; es sind dies doppelte und dicht nebeneinander verlegte Blechträger, auf deren aus doppelten Platten bestehenden Gurtung die Säulen *kk*.. unmittelbar aufgesetzt sind. Die Figuren 650 und 651 veranschaulichen diese

Fig. 650. Fig. 651.



Verbindung im Vertikal- und Horizontalschnitt. In Ermangelung von vertikalen Aufsteifungen, die man hier allerdings schwer vermifst, mufs der Druck der Säulen ohne Vermittelung der vertikalen Zwischenwände direkt von den Gurtungen getragen werden.

Fig. 652.



Die in der ganzen Höhe des Zuschauerraumes, von Loge zu Loge durchgreifenden Säulen dienen zur Unterstützung der auch hier verlegten Blechträger *ii*, welche, wie aus dem Querdurchschnitt, Fig. 643, sowie aus dem Detail der Fig. 655 ersichtlich, über die letzteren in einer Länge von 2m0 vortreten.

Weiter rückwärts erheben sich zwischen den Trägern *ii*.. je 4 zusammengebündelte Säulen *ll*.., vergl. Fig. 652, von denen die beiden mittleren bis zum Dache durch-

reichen, während die beiden anderen etagenweise übereinander gesetzt sind und den Blechträgern *oo..* als Endauflager dienen; auf den letzteren ruht die abschliefsende Corridorwand.

Fig. 653 zeigt den Grundrifs dieser 4 zusammengebündelten und durch

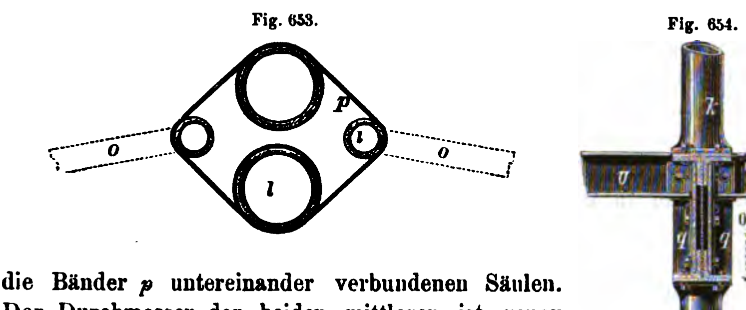
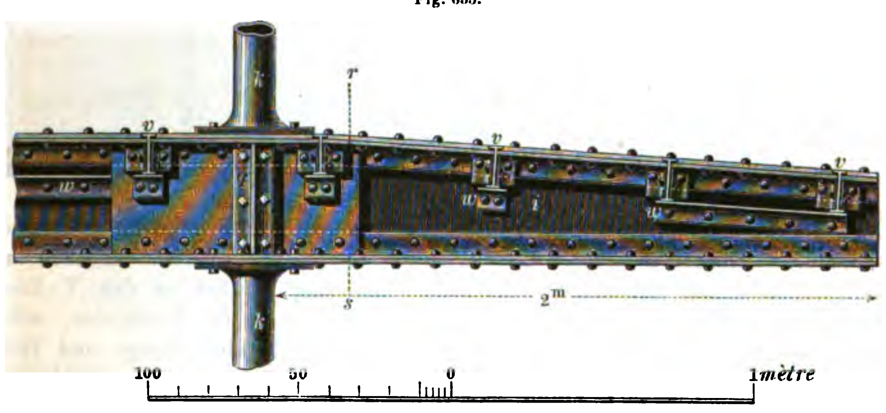


Fig. 653. Fig. 654.

die Bänder *p* untereinander verbundenen Säulen. Der Durchmesser der beiden mittleren ist genau doppelt so grofs, wie der der beiden äufseren.

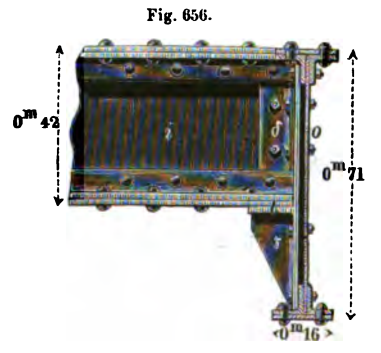
Was die Verbindung der beiden schwächeren, übereinander greifenden Säulen anbetrifft, so ist diese hier, ebenso wie bei den auf die Logenträger *i* gesetzten Säulen, unter Anwendung der bereits oben

Fig. 655.



erwähnten Aufsteifungen ausgeführt. Es wurden nämlich, um die vertikalen Druckkräfte vortheilhafter zu übertragen, zu beiden Seiten der Träger *o* resp. *i*, vergl. die Figuren 652 und 655, die gufseisernen, T-förmigen Stützen *q* aufgestellt, und diese mit der dazwischen liegenden Gurtung und der Blechwand — in der ersteren Figur unter Zwischenlage zweier Blechplatten — fest verschraubt.

Fig. 656.



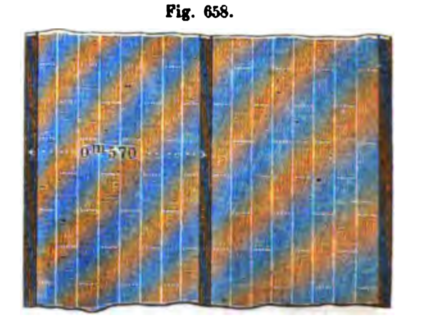
In Fig. 654 ist diese Verbindung im Vertikaldurchschnitt nach der Linie *rs* der Fig. 655 dargestellt. Die T-förmigen Stücke sind überall **ohne** Kopf- und Fufsplatte in Anwendung gekommen, obwohl das Vorhandensein derselben gewifs zweckdienlicher wäre.

Endlich bliebe noch zu erwähnen, daſs der Anschluſs der Logenträger *i* an die Blechträger *o* mittelst der gufseisernen Schuhe *t*, Fig. 656, erfolgt; zur Unterstützung der kleinen Auflagerplatte, auf der die Träger *i* aufruhen, dienen zwei angegossene Rippen $\gamma\gamma$; da diese letzteren ein Festschrauben der unteren Trägergurtung an die Auflagerplatte nicht gestatteten, so machte dies die Anordnung der beiden Winkel $\delta\delta$ nothwendig.

Um einen Deckenschluſs herzustellen, sind sowohl im Erdgeschoſs, wie in allen darüber befindlichen Etagen die Hauptträger *ii*.... durch die gewalzten T-Eisen *vv*.. verbunden, die auf den horizontalen Schenkeln der zur Seite der Blechwand befestigten Winkeleisen *ww*.. aufliegen. An die obere Flansche dieser T-Eisen sind in durchweg gleichen Entfernungen von 1^m0 die früher bereits mehrfach erwähnten »Entretoisen« angehängt. Unterhalb dieses eisernen Gerippes, welches noch durch die, rechtwinklig über die Entretoisen fortgelegten schwachen Quadratstäbe vervollständigt wird, bilden die durch Rahmstücke und Stiele unterstützten Schalbretter das Unterlager für die, hochkantig und trocken versetzten Lochsteine. Das Querprofil der letzteren zeigt Fig. 657. Nachdem dieselben auf die Schalung im Verbande, oft in Zwischenräumen von 3 Centim. und darüber, trocken aufgestellt worden, erfolgte das Ausfüllen der Fugen durch eine an Ort und Stelle dünn angerührte Gipsmasse. Die Anwendung der Entretoisen macht einen Verhau der über ihnen befindlichen Steine nothwendig, in Folge dessen ein groſser Theil derselben zerspringt. In besonderen Fällen mauert man auch wohl die — vorher in Wasser getränkten — Steine in regulärem Verbande und mit vollständigen Lagerfugen ein, deren Richtung parallel zu den T-Eisen läuft, vergl. Fig. 658; hierbei bedient man sich häufig der Lochsteine, selbst von verschiedenen Querschnittsdimensionen; bei gleicher Länge und Höhe derselben ist dann die Stärke der einen Sorte etwa um $\frac{1}{3}$ gröſser, als die der anderen.

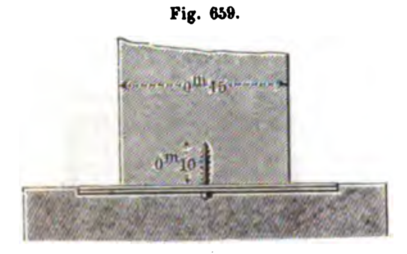
Fig. 657.

Fig. 658.



Eine groſse Zahl der bei der »Pariser Oper« verwendeten Marmorsäulen steht stumpf und ohne Basis auf. Um indessen den Druck derselben auf eine gröſsere Fläche zu vertheilen, ist ihnen in Gestalt einer quadratischen metallenen Fuſsplatte ein »künstlicher« Fuſs angesetzt worden, bestehend aus 3 Bleiplatten mit 2 dazwischen gelegten schmiedeeisernen Blechen. In Fig. 659 sind die ersteren durch stärkere Striche, und die letzteren beiden durch weiſse Streifen erkennbar. Der Zweck der obersten Bleiplatte ist offenbar der, dem Säulenschafte eine weiche Grundlage zu geben, um dadurch das Abspringen des Marmors an der äuſseren Berührungskante zu verhindern. Zur Befestigung dieser Fuſsplatte dient eine eiserne Steinschraube, welche dieselbe in der Mitte durchdringt und in entsprechender

Fig. 659.



Tiefe in den Säulenschaft eingreift; nachdem sie gehörig eingegipst worden, erfolgt der feste Anschlufs der Platte an den Fufs der Säule durch eine unten aufgesetzte Schraubenmutter.

Bei anderen Säulen besteht der Schaft aus braunem, der Fufs aus weifsem Marmor; um beide Theile untereinander zu verbinden, wurde ein cylindrischer, metallener Dorn, vergl. Fig. 660, in Fufs und Schaft 12,5 bis 15 Centim. tief eingegipst.

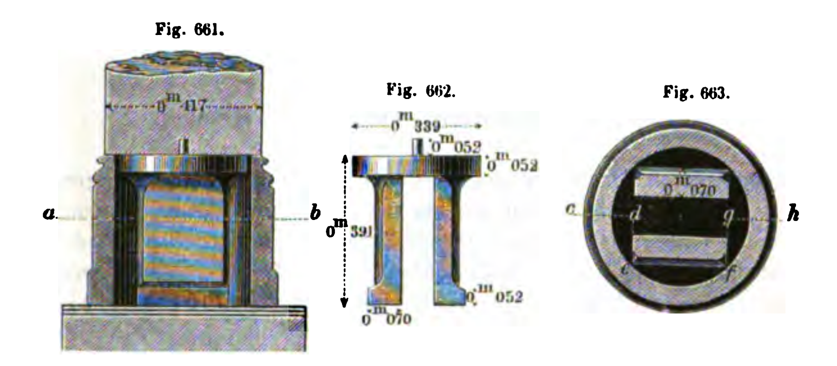
Fig. 660.



Es ist einleuchtend, dafs der Fufs der Säule stets in einem höheren Grade der Beschädigung ausgesetzt ist, als der Schaft derselben. Um daher den ersteren vorkommenden Falls fortnehmen und durch einen anderen ersetzen zu können, findet man ihn vielfach in der Weise construirt, dafs er nur als Umhüllung für einen gufseisernen Untersatz dient, auf dessen oberer Kopfplatte die Säule unmittelbar aufruht.

Fig. 661 zeigt die Verbindung dieses Untersatzes mit dem Säulenfufs im Vertikalschnitt, und zwar nach der gebrochenen Linie *cdefgh* der Fig. 663, Fig. 662 stellt die Ansicht des ersteren von der anderen Seite, und Fig. 663

Fig. 661. Fig. 662. Fig. 663.



einen Horizontalschnitt nach der Linie *ab* dar. Der hohle Untersatz steht mit seinen beiden, unten verbreiterten Seitenwänden auch hier auf drei Bleiplatten mit dazwischen befindlichen schmiedeeisernen Blechen.

Eines ähnlichen gufseisernen Zwischenstückes, jedoch in umgekehrter Stellung, bediente man sich am Kopfende der Marmorsäule zur Unterstützung der darüber befindlichen Belastung.

Fig. 664.

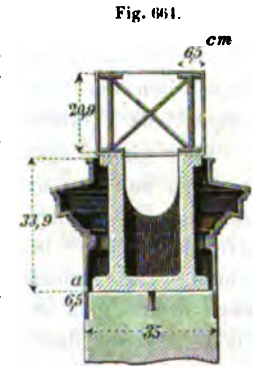


Fig. 664 zeigt diese Verbindung im Querdurchschnitt, zugleich mit dem, aus dem Schalengufs hervorgegangenen, äufserlich polirten Kapitäl *a*, innerhalb dessen der erwähnte Aufsatz mit seiner kreisrunden Bodenplatte auf dem Säulenkopfe aufruht. Das Kapitäl ist oben und unten offen und unterhalb des Halses mit 4 angegossenen, halbkreisförmigen Lappen versehen, mittelst deren es in die conform aus dem Säulenschaft herausgenommenen Einschnitte eingreift. Auf diese Weise erhält dasselbe eine feste und gesicherte Stellung. Der Zwischenraum

zwischen dem Kapitäl und dem gufseisernen Aufsatz, sowie der innere hohle Raum dieses letzteren, ist mit Gips oder Cement ausgefüllt. Zur weiteren Erläuterung dienen die Figuren 665 bis 668, wovon die beiden ersteren das Säulenkapitäl in der Ansicht und in der Horizontalprojektion, die beiden letzten das Kopfende des Säulenschaftes mit den betreffenden Ausschnitten darstellen.

Fig. 665.

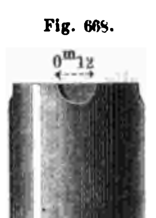


Fig. 666.

Fig. 667.



Fig. 668.



Auf dem gufseisernen Aufsatz ruht entweder ein Schnittsteinstück als Architrav, oder ein gekuppeltes T-Eisenpaar zur Unterstützung einer darauf gesetzten Mauer.

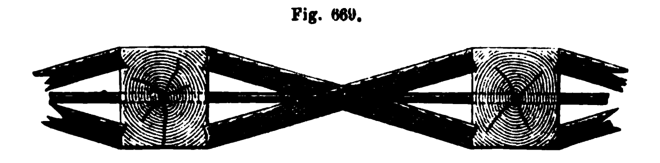
II. Nicht vollständig feuersichere Decken.

Das bei diesen Decken verfolgte Constructionsprincip besteht gewöhnlich darin, nur die wesentlichsten und am meisten in Anspruch genommenen Haupttheile derselben aus einem unverbrennlichen Material herzustellen, wodurch die Feuergefährlichkeit der Decke einigermafsen verringert wird. Es kommen daher in der Regel die Balken aus Holz und die Stützen aus Gufseisen vor; sollten zur Unterstützung der Balkenlage noch Unterzüge nothwendig sein, so würden diese ebenfalls aus Eisen, nicht so zweckmäfsig aus Holz in Anwendung zu bringen sein. Als Hauptregel gilt bei solchen Constructionen die, dafs man nur gleichartige Materialien — *similia similibus* — unmittelbar in Verbindung bringen darf, weshalb auch die in verschiedenen Etagen übereinander aufzustellenden Säulen stets direct untereinander, und nicht mit dem dazwischen befindlichen hölzernen Gebälk befestigt werden müssen; im letzteren Falle würde das Zusammentrocknen des Holzes ein gröfseres »Setzen« in den Haupttheilen der Construction zur Folge haben, ein Uebelstand, der auf die Festigkeit der Verbindung einen verderblichen Einflufs ausübt.

Eine hierher gehörige, sehr einfache Construction, bei der dem Eisen allerdings nur eine untergeordnete Rolle zufällt, kommt bei den Decken solcher Zimmer vor — beispielsweise bei der sogen. »Berliner Stube« —, deren Tiefe mehr als 6^{m} beträgt, so dafs eine seitliche Aussteifung der nach dieser Richtung hin verlegten Etagenbalken wünschenswerth erscheint. Zu diesem Zweck ordnet man in den Balkenfachen, rechtwinklig gegen die Richtung derselben, zwei bis drei parallele Reihen von »Sprengeböcken« — »Sprengern« — an, die durch quer durchgelegte Zugstangen in eine gehörige Spannung versetzt werden. Die zu den »Sprengern« verwendeten Hölzer bestehen aus schwachem Holz von 6 bis 7 Centim. Stärke; dieselben werden kreuzweise

nebeneinander gelegt, und in der Weise, wie dies aus Fig. 669 ersichtlich, mit den Seitenflächen der Balken durch halbe Versatzung verbunden. Wenn nun auch für die Tragfähigkeit der Balken hierin kein directer Gewinn liegt,

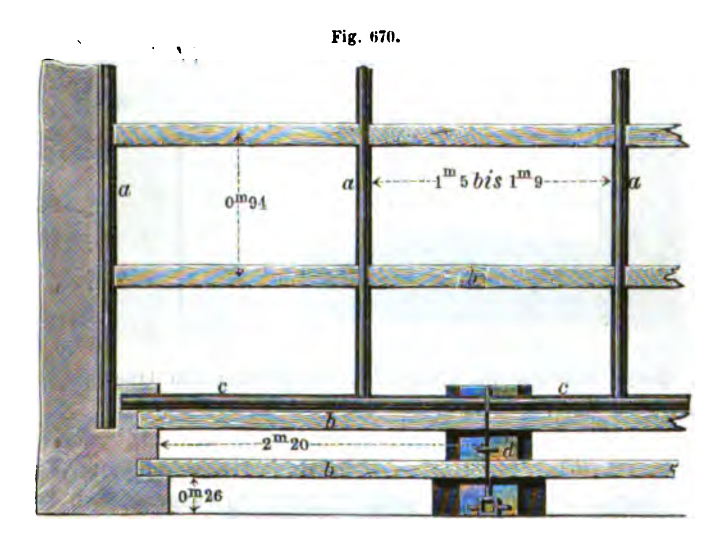
Fig. 669.



so erreicht man doch wenigstens den Vortheil, dafs dieselben zu einem unverschiebbaren System fest verbunden und gegen Seitenbewegungen gesichert werden; auch ist nicht zu verkennen, dafs jede ungleich vertheilte Belastung sich gleichmäfsiger auf die ganze Decke überträgt.

Bei geringen räumlichen Dimensionen eines im Erdgeschofs befindlichen Geschäftslocals läfst sich der Fufsboden desselben mit Hülfe von Eisenbahnschienen und einer sogen. Holzgarnirung auf folgende Weise construiren: In der Grundrifsanordnung, Fig 670, bezeichnen *aa*.. die im stärksten

Fig. 670.



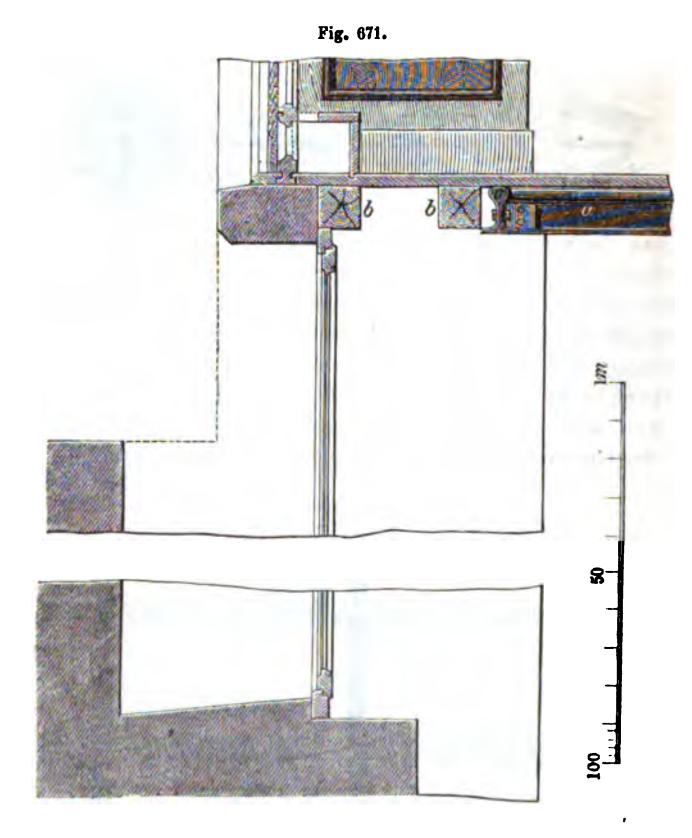
Profil zu verwendenden Eisenbahnschienen, und *bb*.. die auf ihren Füfsen aufruhenden Schwellen aus Kreuzholz. An denjenigen Stellen, wo die ersteren gegen die Oeffnung eines Kellerfensters stofsen, sind zu ihrer Unterstützung, parallel zur Front, gufseiserne Winkelträger oder statt dieser die Eisenbahnschienen *c* anzuordnen; dieselben stofsen über dem Pfeiler *d*, der zugleich als Bankettpfeiler für die gufseiserne Wand dient, stumpf gegeneinander, während sie an den beiden äufseren Enden etwa 25 Centim. tief in die Frontmauer eingreifen.

Fig. 671 zeigt einen Querdurchschnitt durch diese Anordnung, Fig. 672 das Auflagerende der Schwellen auf den Eisenbahnschienen, wobei zur festeren Verbindung kleine hölzerne Keile in Anwendung kommen, und Fig. 673 den Anschlufs der Schienen *a* an den Frontträger *c*.

Wenn nun auch derartige Decken wegen ihres denkbar geringsten Höhen-

maſses manche Vortheile darbieten, so unterliegt es doch keinem Zweifel, daſs bei gröſserer Tiefe des Raumes zweckmäſsiger von T-Eisen Gebrauch zu

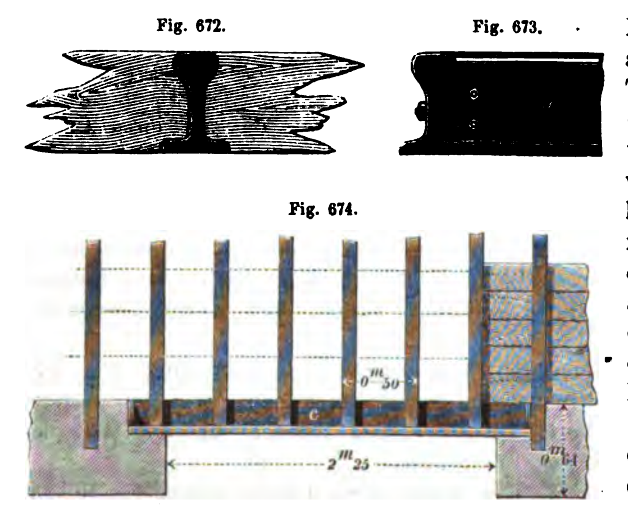
Fig. 671.



machen ist, deren freitragende Länge bei entsprechendem Querprofil mindestens 4 bis 5^m betragen darf.

Fig. 672. Fig. 673.

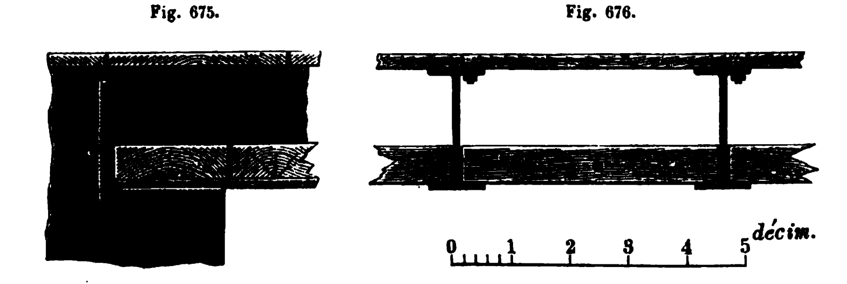
Fig. 674.



In der Grundriſs-Darstellung, Fig. 674, ist angenommen, daſs diese Träger in Abständen von 45 bis 50 Centim. rechtwinklig zur Frontmauer verlegt werden; über der hier befindlichen Oeffnung ruhen sie auf dem guſseisernen Winkelträger *c* auf, wie dies auch aus dem detaillirten Querdurchschnitt, Fig. 675, hervorgeht. Auf ihrer unteren Flansche lagern, dicht aneinandergepaſst, die Bohlen *b*, über die

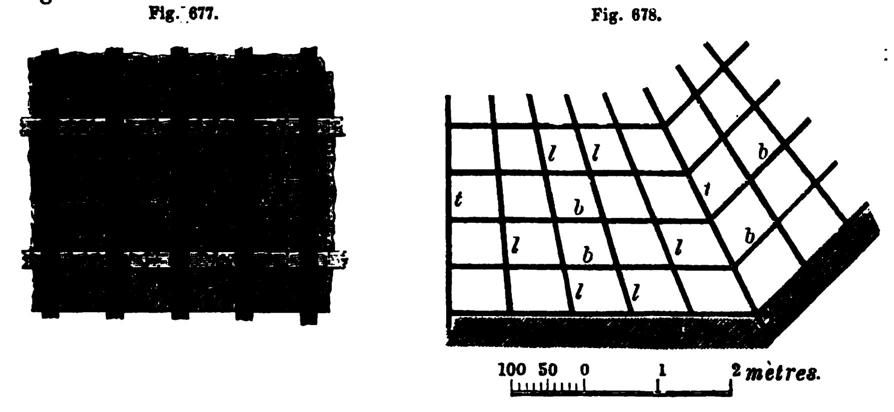
eine Lehmschicht aufgetragen wird, vergl. auch Fig. 676. Die Befestigung der Fufsbodenbretter geschieht durch Schrauben mit vertieft eingelegten Oberköpfen. —

Fig. 675. Fig. 676.



Diese Anordnung läfst sich noch im Sinne der Fig. 677 dahin modificiren, dafs man, parallel zu den Bohlen *b*, in Abständen von etwa 90 Centim. die mit *k* bezeichneten Kreuzhölzer, resp. Halbhölzer verlegt; dieselben schliefsen mit der oberen Trägerflansche ab und gewähren somit die Möglichkeit, die — punktirt angedeuteten — Fufsbodenbretter durch gewöhnliche Nagelung zu befestigen.

Fig. 677. Fig. 678.



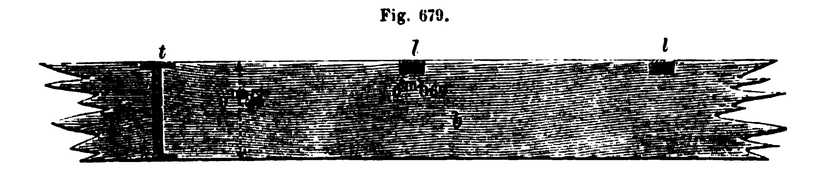
Von besonderem Vortheil sind die T-Eisen bei schiefwinkligen Räumen. Man verlegt dieselben alsdann in der Halbirungslinie der stumpfen, resp. der spitzen Winkel und aufserdem, in bestimmten Abständen von einander, rechtwinklig auf die Fronten gerichtet; parallel zu den letzteren und in gleicher Höhe mit den eisernen Trägern, werden die Etagenbalken angeordnet, sodafs sie auf der Unterflansche der Träger ihr Auflager finden; diese Balken, in Entfernungen von 60 bis 70 Centim. liegend, bestehen aus Halbholz, häufig sogar nur aus Bohlen von 5 bis 6 Centim. Stärke; man erreicht dadurch den Vortheil, dafs ihre Auflagerenden, der Profilform der Träger entsprechend, leicht zugeschnitten werden können; auch sind sie hier erforderlichen Falls durch seitlich angelegte Winkel noch besonders zu befestigen. Zur besseren Verspannung der Bohlen untereinander dienen Latten, die, in schräger Richtung durchgreifend, mit ihrer vollen Stärke in die Bohlstücke eingelassen und aufgenagelt werden.

In den Figuren 678 und 679 ist diese Anordnung im Grundrifs und im Durchschnitt dargestellt; es bezeichnen hierin *tt*... die T-Eisen, *bb*... die

Bohlen, auf welchen die Fufsbodenbretter aufruhen, und *ll*.. die vertieft eingelegten Latten.

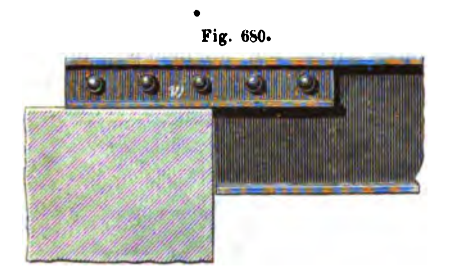
Sollten die Träger im Fufsboden des Erdgeschosses, und zwar — etwa wie bei Verkaufslokalen — in einer g e r i n g e n Höhe über dem Strafsenpflaster

Fig. 679.



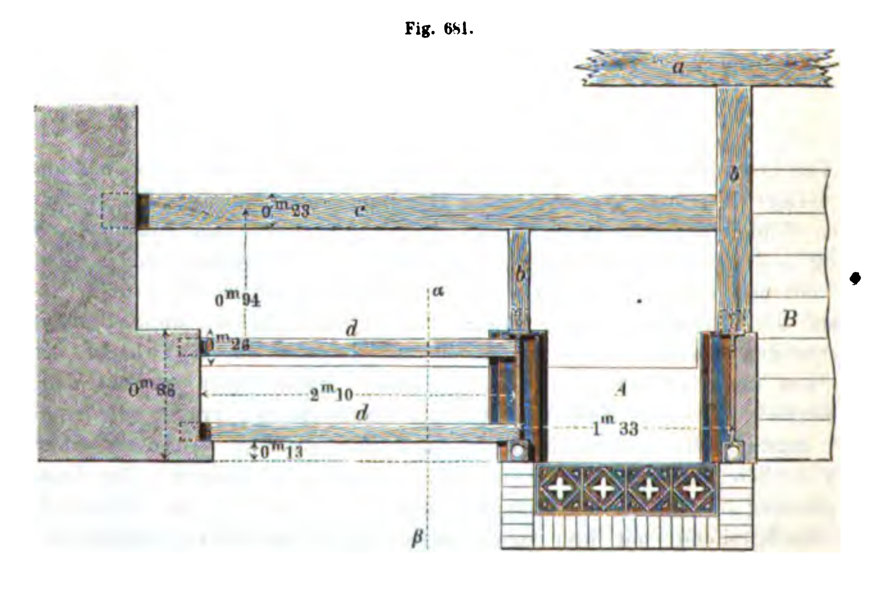
liegen, sodafs ihr Auflager auf dem Sturz des Kellerfensters, event. auf einem rechtwinklig zu ihnen verlegten Frontträger Schwierigkeiten darbietet, so schneide man aus ihrem unteren Theil, und zwar in der Länge des Auflagers, ein Stück heraus und niete an den Steg beiderseitig den Winkel *w* an, wie dies Fig. 680 veranschaulicht. Die horizontalen Schenkel derselben vermitteln alsdann das Auflager m i t oder o h n e Anwendung einer schmiedeeisernen Platte.

Fig. 680.



Bei der Grundrifs-Anordnung der Fig. 670 wurde vorausgesetzt, dafs die Kellerfenster durch einen massiven, 2 bis 2½ Stein starken Pfeiler *d* getrennt werden sollten; diese Anordnung ist jedoch schwerfällig und würde überdies dazu beitragen, die Beschaffung des nothwendigen Lichtes für den Keller erheblich zu erschweren. Wenn demnach bei gröfserer Längenausdehnung einer

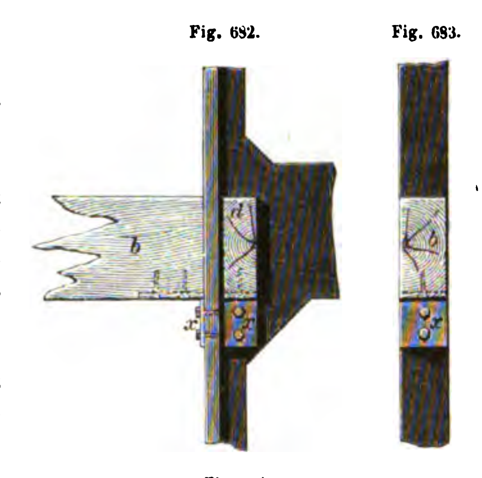
Fig. 681.



Schaufenster-Anlage die Aufstellung von gufseisernen Wänden ganz unerläfslich ist, so dürfte es aus mannigfachen Gründen zu empfehlen sein, die zur Unter-

stützung erforderlichen massiven Pfeiler nur bis zur Brüstungshöhe der Fenster aufzuführen und die eiserne Stütze bis zu dieser Tiefe durchgreifen zu lassen, so dafs die Fufsplatte derselben mit der Unterkante der Oeffnung in gleicher Höhe liegt. Die Seitenbekleidung der Stütze erfolgt in der Höhe des Fensters durch ein, aus Rahmstücken und Füllungen zusammengesetztes Holzfutter. Da nun bei derartigen Anlagen die Zugänge zum Erd- und Kellergeschofs sehr häufig dicht nebeneinander liegen, so tritt hier die Nothwendigkeit einer Auswechselung in der Balkenlage um so mehr ein, als der Fufsboden des Erdgeschosses in der Regel sich nur unbedeutend über der Terrainhöhe erhebt.

Fig. 682. Fig. 683.



In der Grundrifs-Disposition der Fig. 681 sollen demnach *A* und *B* die Eingänge zum Erdgeschofs und zum Kellerraum darstellen; es bezeichnet ferner *a* einen durchgehenden Hauptbalken, *c* einen Stichbalken, während die kleineren Stücke *bb* als Wechsel auftreten. An denjenigen Stellen, wo diese letzteren stumpf gegen die gufseiserne Wand stofsen, befestigt man zu ihrer Unterstützung ein schmiedeeisernes Winkelband *x*, vergl. die Figuren 682 und 683, mit dessen horizontalem Schenkel jene Hölzer verschraubt werden. Die Befestigung des vertikalen Schenkels dieses Bandes erfolgt an der Rückseite der gufseisernen Wand durch 2 Kopfschrauben, die in sorgfältig eingebohrte Gewinde eingreifen. Einer ähnlichen Befestigung durch Winkeleisen bedarf es auch für die Schaufensterschwellen *dd*, um ihnen an dem vollen Verbindungsstege der durchbrochenen Mittelwand ein Auflager zu verschaffen.

Fig. 684.

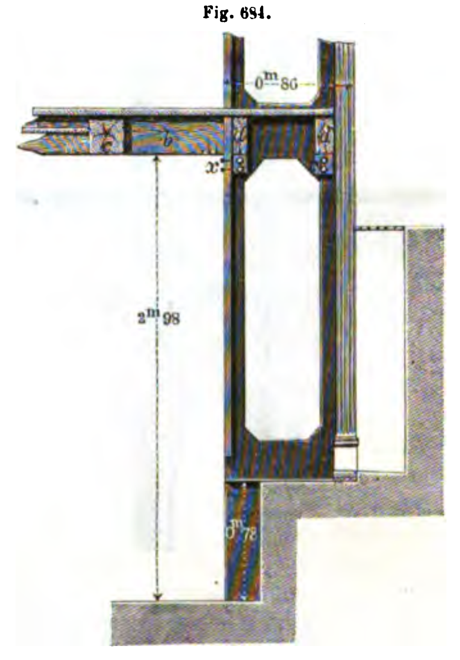
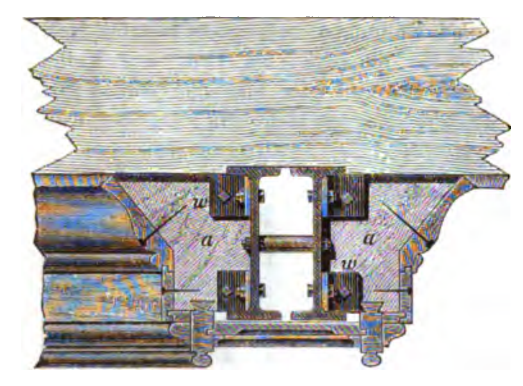


Fig. 684 zeigt noch einen Querdurchschnitt nach der Linie $\alpha\beta$ des Grundrisses.

Sehr häufig kommen die T-Eisen als Unterzüge für die Etagenbalken vor, wobei sie unter Umständen auch noch eine massive Mauer zu unterstützen haben; werden zwei von diesen Trägern nebeneinander gelegt, wie dies in Fig. 685 vorausgesetzt, so sind sie in Entfernungen von ca. 1^m durch Bolzen untereinander zu verbinden; dieselben greifen durch hohle cylindrische Hülsen oder Aussteifungsröhren, und sichern die Träger vor jeder Bewegung nach der Seite. Die Vorderansicht der letzteren kann entweder durch

Steinstücke, in Cement vermauert und verputzt, oder aber mit profilirten Brettern bekleidet werden. Zur Befestigung dieser, mittelst Feder und Nuth in einander greifenden Brettstücke dienen dann die hölzernen Knaggen *aa..*, die in Entfernungen von ca. 1^{m}25 an den Steg der Träger anzulegen und mittelst der Winkel *w* zu befestigen sind. Auch die Unteransicht der Träger wird durch Brettstücke gedeckt, deren Verbindung mit den anschliefsenden Theilen durch Holzleisten und Nägel erfolgt.

Fig. 685.



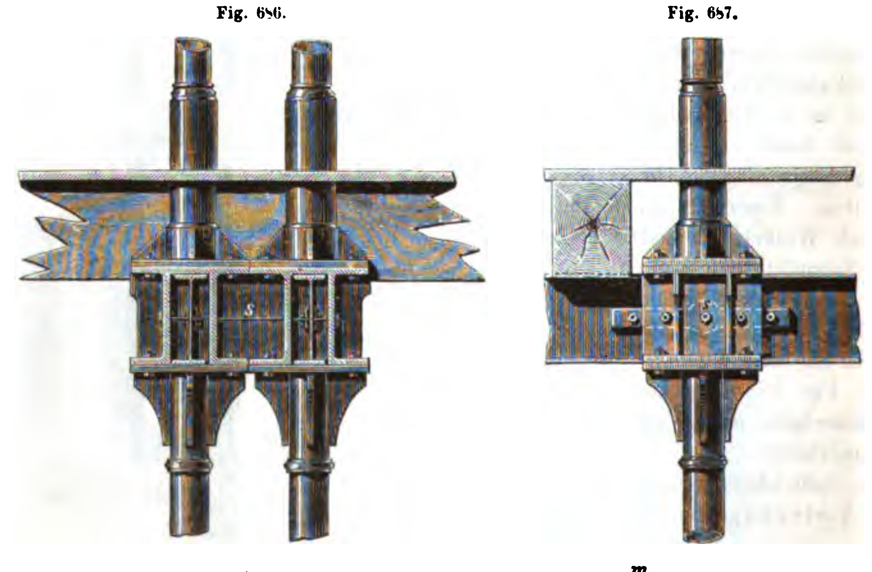
Für die sichere Tragfähigkeit solcher T-Eisenträger ist der Druck der Balkendecke mit der darauf ruhenden variablen Belastung mafsgebend. Als übliche Norm für diese Constructions- und Nutzlast gilt:

1) für Wohngebäude

pro □Meter 500^{k}
pro □Fufs 100 Ctr.

Hiervon fallen etwa 150^{k} auf die Constructions- und 350^{k} auf die Nutzlast.

Fig. 686. Fig. 687.



2) bei Getreidespeichern für jeden Fufs der Schüttungshöhe etwa 50 Ctr., daher bei einer Roggenschüttung von 1^{m} Höhe

pro □Meter 750^{k}
pro □Fufs 150 Ctr.

Wenn die Schüttung jedoch die Höhe von 75 Centim. nicht überschreitet, so beträgt jene Belastung

pro □Meter 500^k

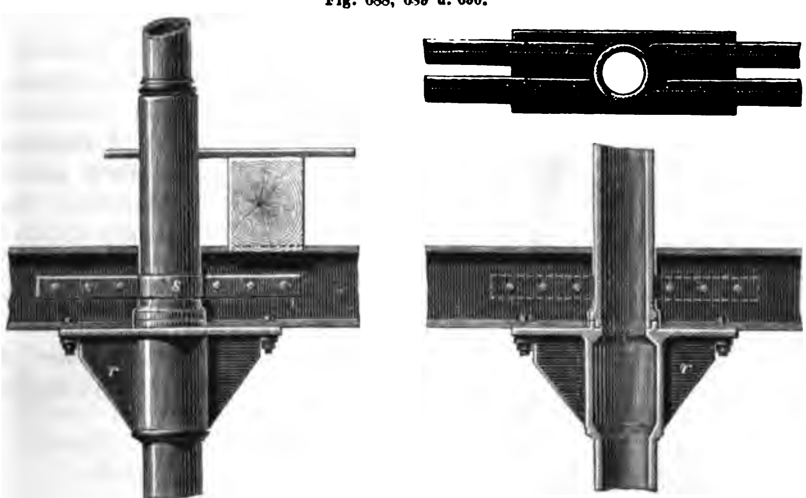
pro □Fuſs 100 ℔.

3) in Salzmagazinen kann das 1½- bis 2fache von der unter 2) angegebenen Belastung in Anrechnung kommen.

Bei anderen Magazinen, die zur Unterbringung von Stückgütern und dergl. dienen, ist die Gröſse der Belastung von dem speziellen Gewichte der letzteren abhängig.

Bei zu groſser Freilänge der Träger muſs für eine Unterstützung derselben Sorge getragen werden. In den Figuren 686 und 687, Quer- und Längendurchschnitt, ist zu diesem Zweck die Aufstellung zweier gekuppelter Säulen gedacht und zugleich angenommen, daſs dieselben durch mehrere Etagen übereinander durchgreifen sollen. Es findet sich dann zuweilen die Anordnung von guſseisernen Hohlkasten, die mit den Kopf- und Fuſsplatten der übereinander gestellten Säulen verschraubt werden; auch wäre es durchaus erforderlich, diese beiden dicht zusammenstoſsenden Kasten, innerhalb deren der Stoſs der Träger erfolgt, durch die Schrauben *s* in einer festen Verbindung zu erhalten. Um die Stoſsverbindung zu erleichtern, läſst man dieselben unten offen, so daſs sie von oben auf die Träger aufgesetzt werden können.

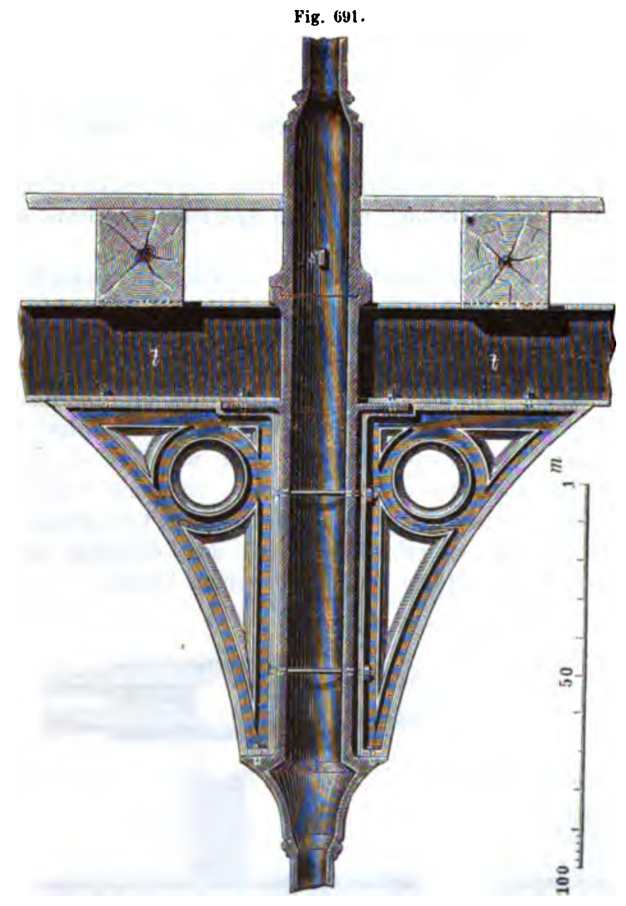
Fig. 688, 689 u. 690.



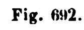
Da die direkte Verbindung der in solcher Weise übereinander gestellten Säulen unterbrochen ist und diese nur sehr unvollkommen durch jene Hohlkasten vermittelt wird, so kann es leicht geschehen, daſs die Seitenwände derselben in Folge ihrer schiefen und höchst ungleichmäſsigen Belastung eine seitliche Verkrümmung erleiden, die unter Umständen eine Katastrophe befürchten läſst. Jedenfalls erfolgt die Uebertragung der Belastung, ohne Anwendung jener Zwischenstücke, viel vortheilhafter dadurch, daſs man die Säulenschafte mit ihren Wandstärken unmittelbar aufeinander setzt, wie dies in den Figuren 688 bis 690 zur Darstellung gelangt. Die Trägerenden stoſsen hier stumpf gegen den Fuſs der oberen Säule und werden durch zwei,

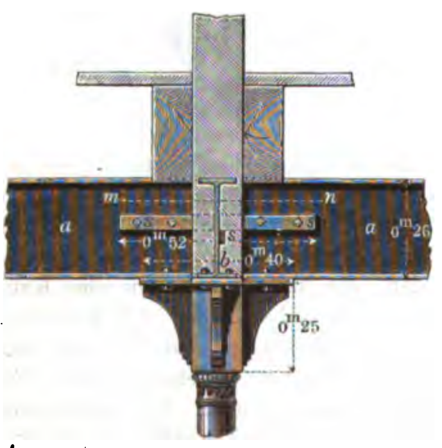
in ihrer Mitte umgebogene Schienen *s* untereinander verankert. Die in die Unterflansche und die Auflagerplatte eingelegten Schrauben durchdringen je einen der Lappen, welche an die Rippen *r* angegossen sind.

Fig. 691.



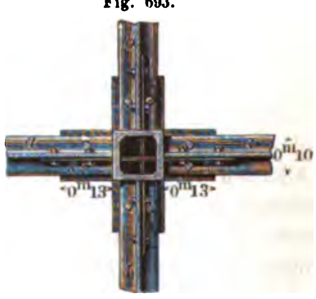
Für hohe Räume, namentlich für solche, bei denen ein günstigeres Höhenverhältnifs im Säulenschaft erzielt werden soll, würde es nicht unzweckmäfsig sein, die T-Träger *tt* nach dem Vorbilde der Fig. 691 mehr oder minder über dem Kapitäl der Säule zu erheben, und sie stumpf gegen einen hohlen prismatischen Aufsatz derselben zu stofsen. Ihre Unterstützung geschieht dann theils durch horizontale, an den letzteren angegossene Auflagerplatten, theils durch gufseiserne durchbrochene Console, die an den Aufsatz festgeschraubt werden und gleichzeitig dazu dienen, einen besseren Uebergang zwischen den Trägern und der Säule zu vermitteln.


Fig. 692.



Die Fufsenden der durch mehrere Etagen durchgreifenden

Fig. 693.



Säulen sind sowohl untereinander, wie mit dem Frontmauerwerk des Gebäudes mittelst der Zugbänder *s*

zu verankern; dieselben treten nirgends sichtbar hervor, da sie in ganzer Länge im Balkenfache liegen; ihre Verbindung mit den Säulenfüſsen geschieht in der Regel durch fest angetriebene Keile.

Der in den Figuren 692 und 693 dargestellten Construction liegt die Bedingung zu Grunde, daſs die T-Eisenträger a, a und b, b rechtwinklig in ihren Richtungen zusammentreffen und über einer Säule gestoſsen werden sollen. Die ersteren dienen als Unterzüge für die Etagenbalken, die anderen zur Unterstützung einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Mauer. Um ihnen über der Säule ein gemeinsames Auflager zu verschaffen, erhält die Kapitälplatte eine kreuzförmige Gestalt mit rechtwinklig gegen einander gerichteten, gleich langen Armen; über diesen erhebt sich in der Höhe der Träger ein hohler, an die Säule gegossener Aufsatz, durch den die Flachschienen ss hindurchgreifen, welche eine Verbindung der gegenüber liegenden, stumpf gestoſsenen Trägerenden bewirken; auch findet noch eine Verschraubung der letzteren auf der Kapitälplatte statt. Die Fig. 693 erläutert diese Verbindung im Horizontalschnitt nach der Linie mn.

Fig. 697.

Fig. 694.

Fig. 695.

Fig. 696.

Fig. 698.

Was speciell die Säulen anbetrifft, so können diese selbstverständlich durch eine beliebige Stützenform ersetzt werden, wenn der Querschnitt derselben überhaupt nur den jedesmaligen Bedingungen hinsichtlich eines ausreichenden Zerknickungswiderstandes Genüge leistet. So sind in den Figuren 694 bis 696 einige solcher Formen angegeben, von denen die letztere aus schmiedeeisernen, in gebrochener Form ausgewalzten Einzelstücken besteht; in ihren Berührungsflächen werden dieselben untereinander durch Schraubenbolzen verbunden. Als Basis muſs in diesem Falle eine besonders gegossene Fuſsplatte dienen.

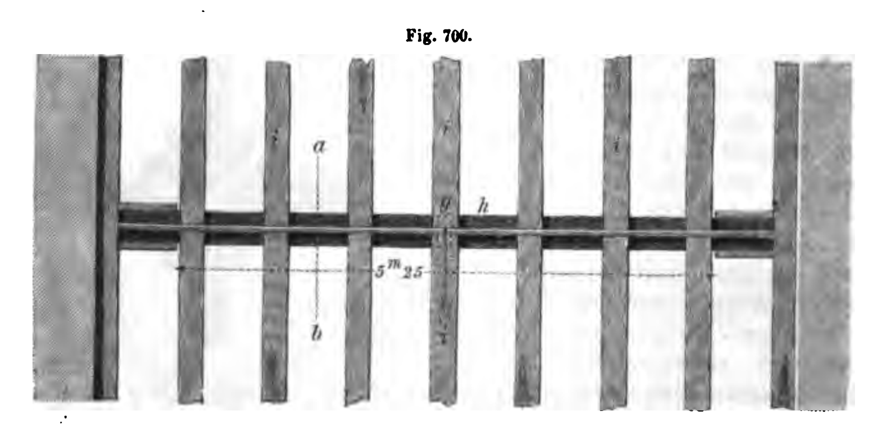
Wenn man dabei auf die Voraussetzung zurückgeht, die der Fig. 692 zu Grunde liegt, so würde diese Construction, unter Anwendung einer kreuzförmigen Stütze, im Sinne der Fig. 697 auszuführen sein; auch der über der Kopfplatte emporsteigende Aufsatz ist dabei kreuzförmig, jedoch über Eck stehend gedacht, damit die hier zusammentreffenden Trägerenden — wie aus dem Horizontalschnitt, Fig. 698, ersichtlich — ein zweckmäfsigeres Auflager erhalten. Sollten zwei übereinander stehende Stützen erforderlich sein, so könnte die Form und die Stellung der oberen mit der der unteren in Uebereinstimmung gebracht werden.

Solche oder ähnliche Stützen, deren Form und Verhältnifs allerdings das Auge des Beschauers nicht sonderlich befriedigt, pflegt man mit einem, aus getriebenem Zinkblech herzustellenden Mantel zu umkleiden; derselbe hat nicht allein den Zweck, den eigentlich stützenden, gufseisernen Kern zu maskiren, sondern er dient auch zugleich als geeignetes Motiv zur architektonischen Ausbildung des Raumes, insofern sich hiermit ein Mittel darbietet, die schlanke und unklassische Form der gufseisernen Stütze in eine wohl proportionirte korinthische Säule zu verwandeln. Die Befestigung des cannelirten Zinkmantels geschieht auf folgende Art:

Man legt an die gufseiserne Stütze in Entfernungen von ca. $1^{m}0$ kreisförmige Blechscheiben *aa*, Fig. 699, horizontal an; dieselben bestehen aus zwei Hälften, die untereinander gut verlöthet werden. Dem Querschnitt der Stütze entsprechend, müssen sie in ihrer Mitte mit genau zugerichteten, conformen Ausschnitten versehen sein, damit sie sich überall an die Aufsenflächen derselben eng anschliefsen. An ihrer äufseren Peripherie erhalten diese Scheiben einen kleinen aufgehobenen Rand — von dem Klempner »Börtel« genannt —, an den sich der Zinkmantel anlegt. Auch dieser besteht aus zwei Hälften, von denen selbstverständlich nur die zuerst aufgestellte mit dem Börtel der Blechscheiben verlöthet werden kann. Die andere Mantelhälfte, die mit der ersteren durch eine vertikale Löthfuge verbunden wird, findet an den ein-

Fig. 699.

Fig. 700.

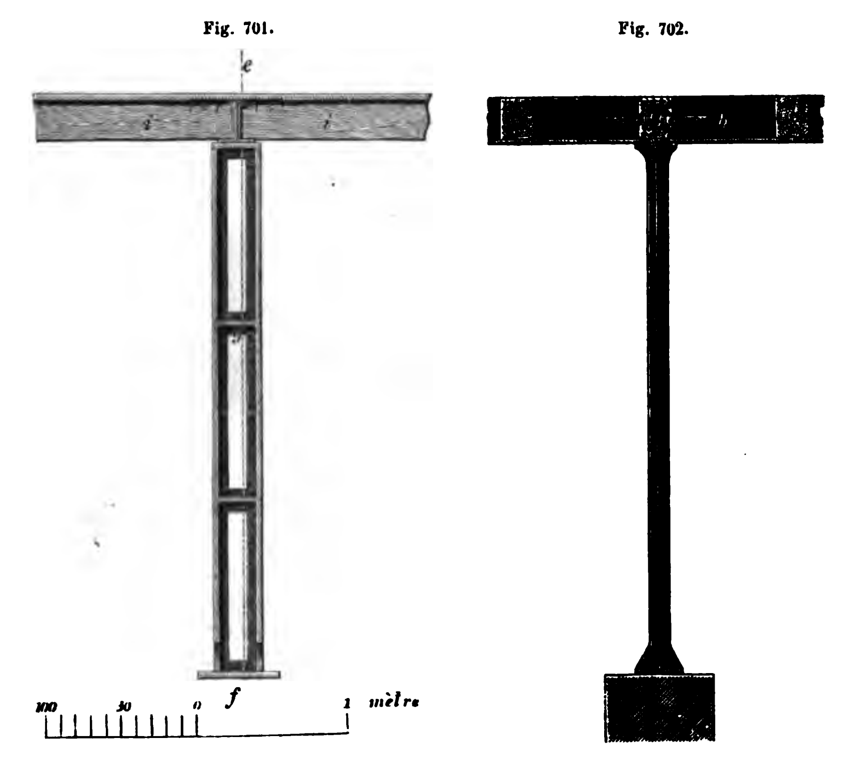


zelnen Scheiben keine weitere Befestigung; es dürfte dies auch um so weniger nothwendig sein, als die erste Hälfte als durchaus fest zu betrachten ist. Die Verlöthung der beiden Mantelhälften geschieht in der Regel scharf an der Kante

eines Steges; die hier befindliche Fuge darf selbst für das beste Auge nicht sichtbar werden. Eine Befestigung der Scheiben in ihrem Anschlufs an die Stütze ist mit Rücksicht darauf, dafs sie schon durch den zinkenen Mantel in ihrer horizontalen Lage gesichert sind, nicht weiter erforderlich.

Da die Anwendung der T-Eisen zu Unterzügen jedenfalls den Uebelstand mit sich führt, dafs dieselben unter der Decke des Raumes unangenehm hervortreten, so wendet man statt ihrer auch wohl gufseiserne Träger an, auf deren unterer Flansche die gestofsenen Etagenbalken ein ausreichendes Auflager finden. Wie aus dem Grundrifs, Fig. 700, ersichtlich, geht allerdings dabei der Vortheil verloren, den durchgreifende Etagenbalken hinsichtlich besserer Verankerung der beiden Frontmauern darbieten; doch liefse sich dieses unter-

Fig. 701. Fig. 702.



brochene Continuum einigermafsen durch eiserne Schienen wieder herstellen, die über die obere Flansche des Trägers *h*, sowie über die gestofsenen Balken fortgreifen. Statt der Säulen ist in diesem Falle, behufs Unterstützung des Trägers, eine durchbrochene gufseiserne Wand *g* gedacht, die mit breiten Kopf- und Fufsplatten versehen werden mufs. Auf der Kopfplatte findet der »verlaschte« Stofs der Trägerenden statt.

Fig. 701 stellt einen Durchschnitt nach der Linie *ab* des Grundrisses dar, und Fig. 702 einen Vertikalschnitt durch die Stütze nach der Linie *ef*. Der Horizontalschnitt derselben zeigt die liegende T-Form (|—|), deren vertikal aufsteigende Flanschen nach der Kopf- und Fufsplatte in schräger Richtung verlaufen, um dadurch eine vortheilhaftere Uebertragung des Druckes zu ermöglichen.

Mit Rücksicht darauf, dafs das Gufseisen in hohem Grade die Fähigkeit besitzt, rückwirkend einem Drucke Widerstand zu leisten, während das Schmiedeeisen durch eine verhältnifsmäfsig gröfsere absolute Festigkeit sich auszeichnet, mufste wohl der Gedanke als naheliegend betrachtet werden, zur Herstellung eines verstärkten Balkens, der keiner Unterstützung durch Säulen bedarf, beide Materialien combinirt und in solcher Weise zu verwenden, dafs ihre gegenseitigen Vorzüge dabei mit Nutzen zur Geltung kommen. Die in diesem Sinne, und zwar in Form eines umgekehrten Hängewerks construirten Träger, bei denen die zur Unterstützung erforderlichen Verbandstücke durch ein Zugstangensystem schwebend erhalten werden, sind unter dem Namen der »armirten« Träger bekannt. Wenngleich dieselben an mannigfachen Uebelständen leiden, so werden sie doch mit Vortheil in solchen Fällen zu verwenden sein, wo sie keine bedeutende Last zu tragen haben, und wo überdies locale Verhältnisse eine directe Unterstützung der Träger durch Säulen und dergl. nicht gestatten.

Die einfachste Form eines armirten Balkens zeigt Fig. 703 in der Ansicht. Der Balken ab ruht hier in seiner Mitte auf einem gufseisernen Unterstützungs-

Fig. 703.

stück c auf, dessen Fufsende mit zwei, nach den Auflagerenden desselben schräg ansteigenden Zugstangen in Verbindung tritt. In dieser umgekehrten Form des sogen. »einfachen Hängebocks« ist selbstverständlich eine umgekehrte Inanspruchnahme sämmtlicher Constructionstheile begründet.

In welcher Weise nun auch der Träger belastet werden möge, so ist doch unzweifelhaft, dafs derselbe erst dann eine Durchbiegung in der Mitte erleiden kann, wenn das Unterstützungsstück c zerdrückt, oder wenn eine von den Zugstangen zerrissen werden sollte; so lange diese Verbandstücke ihrer Aufgabe genügen, ist der Balken in seiner Mitte als vollkommen unterstützt zu betrachten.

Um den armirten Träger in seinen Einzeltheilen gehörig zu verspannen, pflegt man wohl Muffen, resp. Schlösser mit Links- und Rechtsgewinden in die beiden Zugstangen einzulegen, wodurch sich diese leicht in eine erhöhte Spannung versetzen lassen; hierbei entstehen zugleich in der Stütze c und in der Längenachse des Balkens Druckkräfte, deren Intensität bis zu dem Grade gesteigert werden kann, dafs der letztere eine aufwärts gerichtete Krümmung annimmt. Sollte diese Eventualität, in Folge zu grofser Spannung in den Zugstangen, wirklich eintreten, so würde dies für gufseiserne, armirte Träger die Nothwendigkeit involviren, den Querschnitt derselben umzukehren, da die alsdann veränderte Form der elastischen Linie in dem Balkenquerschnitt entgegengesetzte Druck- und Zugkräfte hervorruft. Es mufs indessen entschieden als verwerflich betrachtet werden, die Spannung der Zugstangen bis zu diesem Grade zu erhöhen; es widerspricht dieser Procedur nicht allein die in allen

Balkenquerschnitten dadurch vergröfserte Belastung der einzelnen Fasern, sondern besonders auch noch der Umstand, dafs durch jede künstlich erfolgte Ueberanstrengung derselben die Beurtheilung der Tragfähigkeit des Balkens sich einer genauen Berechnung entzieht.

Wir nehmen nun an, dafs die in der **Mitte** des Balkens auftretende Belastung P eine Spannung von Z in den Zugstangen zur Folge habe; dieselbe kann als Mittelkraft zu den beiden Seitenkräften X und Y betrachtet werden, von denen die erstere vertikal, die andere horizontal in der Richtung der Längenachse des Balkens wirksam ist. Bezeichnen wir den Neigungswinkel der Zugstangen gegen die Horizontale mit α, Fig. 703, so ist:

1) $X = \frac{1}{2} P,$
2) $Z = \frac{1}{2} P \operatorname{cosec} \alpha,$
3) $Y = Z \,.\, \operatorname{cosin} \alpha = \frac{1}{2} P \operatorname{cotg} \alpha.$

Führen wir ferner mit l die ganze Länge des Balkens und mit h die Höhe der Stütze ein, so ergiebt sich:

$$\sin \alpha = \frac{h}{\sqrt{h^2 + \frac{1}{4} l^2}} = \frac{2h}{\sqrt{4h^2 + l^2}}, \text{ und}$$

$$\operatorname{cosec} \alpha = \frac{\sqrt{4h^2 + l^2}}{2h}$$

$$\operatorname{cosin} \alpha = \frac{\frac{1}{2} l}{\sqrt{h^2 + \frac{1}{4} l^2}} = \frac{l}{\sqrt{4h^2 + l^2}}, \text{ daher}$$

$$\operatorname{cotg} \alpha = \frac{l}{2h}.$$

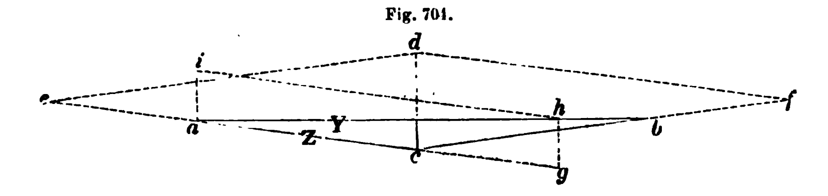
Durch Substitution dieser Werthe erhält man:

$$Y = \frac{1}{2} P \frac{l}{2h} = \frac{1}{4} P \frac{l}{h}, \text{ und}$$

$$Z = \frac{1}{2} P \frac{\sqrt{4h^2 + l^2}}{2h} = \frac{1}{4} P \frac{\sqrt{4h^2 + l^2}}{h}$$

Wenn der Träger in seiner ganzen Länge mit Q **gleichmäfsig** belastet

Fig. 704.



ist, so wäre anstatt P der Werth $\frac{5}{8}$ Q in obige Formeln einzusetzen. Hiernach wird

1) $X = \frac{5}{16} Q.$
2) $Y = \frac{5}{16} Q \operatorname{cotg} \alpha.$
3) $Z = \frac{5}{16} Q \operatorname{cosec} \alpha.$

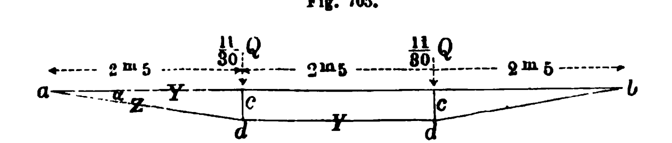
Auf graphostatische Weise läfst sich der Werth dieser Spannungen, wie folgt, ermitteln:

Man trage nach einem vorhandenen Mafsstabe, dessen Theilgröfsen Centner repräsentiren (etwa $1^{mm} = 1$ Ctr.), den Ausdruck $\frac{5}{8}\,Q$ mittelst eines Cirkels von c nach d, Fig. 704, und construire das Parallelogramm der Kräfte $cedf$; alsdann stellt die Länge der Linie $ce = cf$ die Gröfse der in der Zugstange ac auftretenden Spannung Z dar; diese übertrage man weiter auf die Verlängerung der Linie ac von a nach g, und zeichne das Parallelogramm $aghi$; die Diagonale ah desselben ist alsdann als linearer Ausdruck für die, in dem Balken hervorgerufene Druckspannung Y zu betrachten.

Die Ermittelung des erforderlichen Trägerquerschnitts geschieht mit Berücksichtigung der zusammengesetzten Festigkeit in der Weise, dafs die aus der Druck- und der Bruchfestigkeit hervorgehende Beanspruchung des Materials in Summa die überhaupt zuläfsige Belastung desselben, pro □Einheit des Querschnitts, nicht überschreiten darf.

Wenn nach Mafsgabe gröfserer Länge und Belastung des Balkens eine zweimalige Unterstützung desselben nothwendig wird, so geschieht die Armirung im Sinne eines umgekehrten doppelten Hängebocks, vgl. Fig. 705.

Fig. 705.



Bei einer gleichmäfsig vertheilten Belastung des Balkens erleidet jede der beiden Stützen cc einen Druck von $\frac{11}{30}\,Q$. Hieraus ergiebt sich für die Zugstangenenden ad und bd eine Spannung von

$$Z = \frac{11}{30}\,Q \operatorname{cosec} \alpha.$$

Die in dem Balken auftretende Druckspannung ist in der ganzen Länge desselben gleich grofs, nämlich

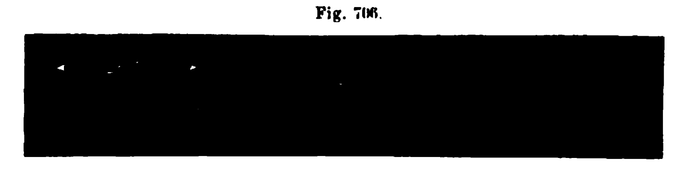
$$Y = \frac{11}{30}\,Q \operatorname{cotg} \alpha.$$

Eben so grofs ist, wie leicht zu erkennen, die Spannung in dem mittleren, horizontalen Zugstangenstück dd.

Eine graphische Darstellung der Inanspruchnahme in den Verbandstücken dieses armirten Trägers läfst sich ganz analog, wie bereits oben angedeutet, mittelst Cirkel und Mafsstab ausführen.

Ein Träger, der durch Armirung drei Stützpunkte gewonnen, ist in Fig. 706

Fig. 706.



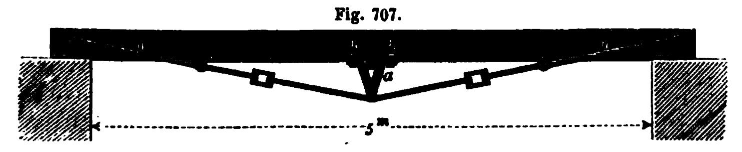
dargestellt. In dieser Weise liefse sich die Zahl der Stützpunkte beliebig vermehren, wenn es überhaupt — namentlich bei einer gröfseren Belastung desselben — nicht mehr oder minder gewagt wäre, eine bestimmte Grenze hierin zu überschreiten. Es ist nämlich keinem Zweifel unterworfen, dafs von allen

Unterstützungen, die einem Balken zu Theil werden können, gerade die durch Armirung die mangelhafteste ist. Tritt durch Ueberanstrengung irgend eines Constructionstheils ein Bruch desselben ein, und verliert der Träger dadurch einen seiner Stützpunkte, so hat dies meistens den Verlust aller Stützpunkte zur unausbleiblichen Folge. Der Träger — vollständig desarmirt — ist dann einem alten, gebrechlichen Menschen vergleichbar, der auf schwachem Pedal seiner Krücken beraubt, unter sich und seiner eigenen Last zusammenbricht.

Es wurde bereits oben darauf hingewiesen, dafs der Querschnitt eines armirten gufseisernen Trägers unter gewissen Umständen, entsprechend der nach erfolgter Durchbiegung veränderten Form der elastischen Linie, umgekehrt werden mufs, so dafs die stärkere, gezogene Flansche über der schwächeren, gedrückten Flansche liegt.

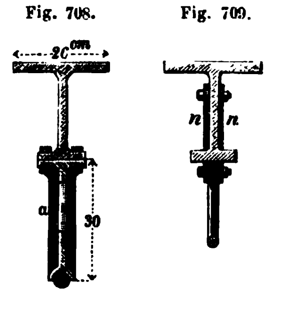
Dieser Voraussetzung, gegen die sich allerdings auch gerechtfertigte Bedenken erheben lassen, entspricht der in Fig. 707 dargestellte, einfach armirte

Fig. 707.



gufseiserne Träger, dessen Spannweite zwischen den freien Auflagerenden 5^m betragen soll. Das in der Mitte desselben angeordnete Unterstützungsstück *a* ist, wie aus dem Querdurchschnitt, Fig. 708, hervorgeht, ebenfalls T-förmig gestaltet; auf der oberen Kopfplatte dieser Stütze finden die Träger mittelst der Schrauben *bb* ihre Befestigung, während das untere Ende derselben mit einer halbkreisförmigen Abrundung versehen ist, in welche die etwa 2 Centim. starke Zugstange genau passend eingreift.

Fig. 708. Fig. 709.



Ganz besonders ist auf eine feste Verbindung der Zugstangen mit den äufseren Auflagerenden des Trägers Bedacht zu nehmen. Es wird diese häufig mit Hülfe zweier schmiedeeisernen Flachschienen *n* hergestellt, welche die untere Flansche des Trägers durchbrechen und mit der Vertikalrippe desselben, sowie andererseits mit den dazwischen greifenden und abgeplatteten Zugstangenenden befestigt werden. Ein Paar eingelegte Schlösser oder Muffen erhalten die letzteren in einer gleichmäfsigen Spannung.

Diese Anordnung ist in Fig. 709 im Durchschnitt dargestellt, während Fig. 710 die Vorderansicht einer der beiden Schienen *n* im Detail zeigt.

Fig. 710.

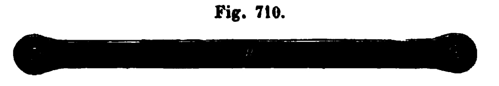
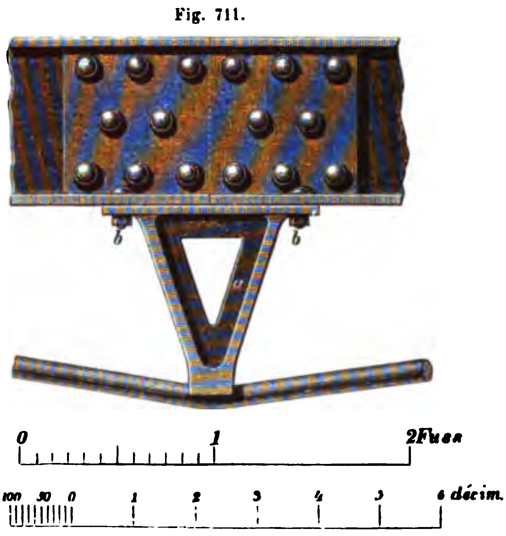


Fig. 711 endlich giebt noch in gröfserem Mafsstabe das mittlere Auflager für den Fall, dafs die Träger bei symmetrischem Querschnitt über der Stütze gestofsen werden. Wenn dabei statt der einen Zugstange deren zwei nebeneinander liegend in Anwendung kommen, so würden diese unter der Voraussetzung, dafs sie eine ganz gleichmäfsige Anspannung erleiden, einen verhältnifsmäfsig geringeren Durchmesser erhalten können; diese Annahme ist indessen thatsächlich nicht gerechtfertigt, weshalb im Allgemeinen die Anordnung

einer einzigen Zugstange, deren Achse mit der Mittellinie des Trägers stets in einer Vertikalebene liegen mufs, den entschiedenen Vorzug verdient.

Fig. 711.



In den Figuren 712 und 713, letztere im Durchschnitt nach der Linie *mn*, sind bei der Construction des armirten Trägers *a* zwei solche, gekuppelt nebeneinander liegende Zugstangen gedacht. Ihre Befestigung mit den Auflagerenden geschieht dann am besten in der Weise, dafs sie durch die untere Flansche bis zur Schwerpunktshöhe des Trägerquerschnitts durchgreifen, wo sie mit der Vertikalrippe desselben verbolzt werden; diese Verbindung ist aus Fig. 714 näher ersichtlich. Liegen die Zugstangen dabei so weit auseinander, dafs sie zu beiden Seiten der unteren Flansche ungehindert hinaufreichen können, so

Fig. 712.

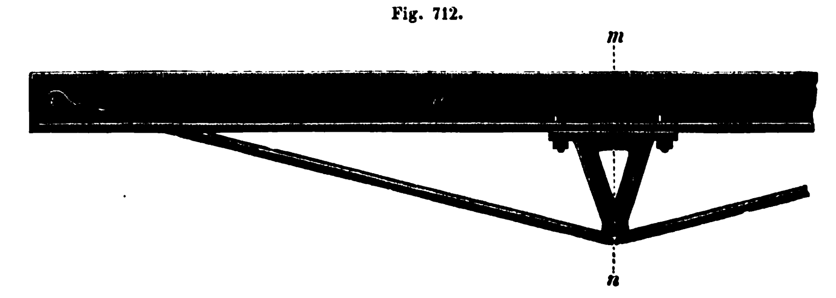


Fig. 713.

läfst sich ihre Befestigung am einfachsten mittelst eines Bolzens *c*, Fig. 715, bewirken, dessen Schraubenmuttern die Stangenenden gegen die, an die Vertikalrippe angegossenen beiden Herzstücke *n* fest andrücken.

Fig. 714. Fig. 715.

Am leichtesten sind diese Verbindungen bei solchen gufs- und schmiedeeisernen Trägern herzustellen, die in der einfachen T-Form mit nach oben gerichteter horizontaler Flansche in Anwendung kommen; in diesem Falle umfassen die Zugstangenenden gabelförmig die Vertikalrippe des Trägers, mit der sie fest verbolzt werden.

Bei einer freitragenden Länge von mehr als 4 bis 5^{m} ist im Allgemeinen eine einmalige Unterstützung eines gufs- oder

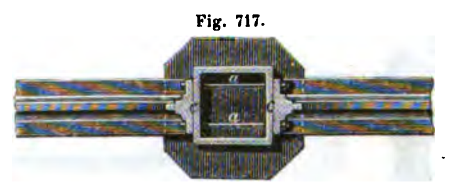
schmiedeeisernen Trägers, unter voraussetzlich gröfserer Belastung, nicht mehr ausreichend, und man wendet daher eine Armirung mit **zwei** Stützpunkten an. Da eine solche, bereits in Fig 705 skizzirte Verbindung nicht mehr so unverschiebbar ist, wie etwa das, nur aus Dreiecken bestehende System der Figur 707, so würde es sich namentlich bei einer gröfseren Höhe der beiden Stützen empfehlen, ihre feste und unverrückbare Stellung durch diagonale Kreuzverbindungen zu sichern. Im Uebrigen bleibt auch bei dieser Armirung die Verbindung in den einzelnen Knotenpunkten im Wesentlichen unverändert.

Andere Verbindungen, namentlich solche, bei denen in den einzelnen Knotenpunkten der Armirung schmiedeeiserne Kuppelplatten auftreten, sollen noch an einer anderen Stelle erörtert werden.

Fig. 716.

Bei zusammengesetzten Constructionen begegnet man häufig einem System von armirten Trägern in verschiedenster Form. Wir bemerken hier nur beiläufig, dafs zwei zu einem »Binder« gehörige Sparren eines schmiedeeisernen Satteldaches meistens auf dem Princip armirter Träger basiren; so besteht beispielsweise der Polonceau'sche Bindersparren nur aus zwei, schräge aufgestellten und im Sinne der Fig. 707 armirten Balken, deren Fufsenden durch eine Stangenverbindung in polygonaler Form unverrückbar fest erhalten werden.

Fig. 717.

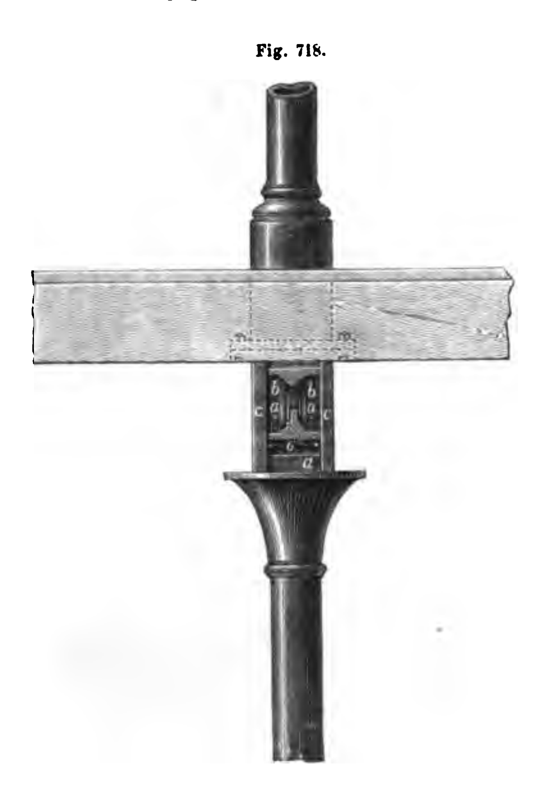


Es bliebe endlich noch zu erwähnen, dafs eisernen Trägern, die als Unterzüge für die hölzernen Etagenbalken dienen, auch **dadurch** eine Verstärkung zu Theil wird, dafs man sie an ihrer unteren Seite **parabolisch**, oder in Form eines flachen **Kreissegmentes** gestaltet.

Ein Beispiel dieser Art ist in Fig. 716 im Vertikalschnitt dargestellt. Die Befestigung der Trägerenden an derjenigen Stelle, wo sie stumpf gegen die Säule stofsen, geschieht mittelst der Bolzen *aa..*, vergl. die Figuren 716 bis 718,

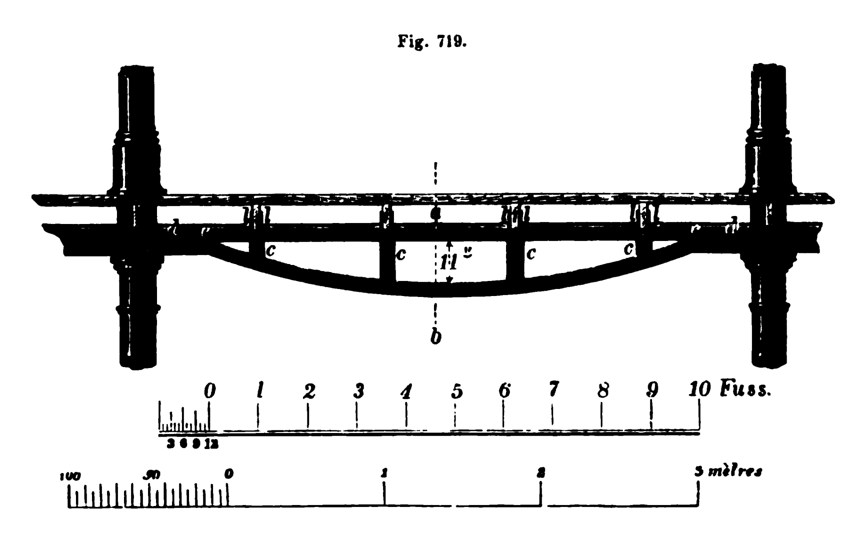
welche durch die vertikalen Endplatten *bb* des Trägers, sowie durch den, an die Säule angegossenen hohlen Aufsatz *c* durchgreifen; der gröfseren Leichtigkeit wegen versieht man den Unterzug mit profilirten Kanten und Durchbrechungen. Fig. 717 zeigt einen Horizontalschnitt nach der Linie *rs* und Fig. 718 einen Vertikalschnitt nach der Linie *mn* der Fig. 716. Die Entfernung der Säulen von einander kann bei entsprechendem Querprofil der eisernen Träger auf 4 bis 5^m angenommen werden.

Fig. 718.



Die nachfolgenden Figuren geben die Construction der Decken in den Königl. Mühlen zu Berlin nach den Mittheilungen, die hierüber im Notizblatt des Architektenvereins, zweite Folge Seite 20, enthalten sind. Die Träger sind, wie Fig. 719 in der Ansicht zeigt, in parabolischer Form zur Anwendung gekommen und haben eine durchschnittliche Länge von 3^m75 bis 5^m; in ihrer Zusammensetzung bestehen sie aus 2 Eisenbahnschienen, von denen die obere gerade und horizontal, die untere aber convex geformt und an beiden Enden mit der oberen in einer Länge von etwa 31 Centim. vernietet ist; um eine Verbindung zwischen beiden herzustellen, dienen die vier vertikal aufge-

Fig. 719.



stellten, doppelt T-förmigen Stützen *cc*, deren horizontale Flanschen mit den Schienenfüfsen vernietet wurden. Hiernach erklärt sich der nach der Linie *ab*

Fig. 720.

Fig. 721.

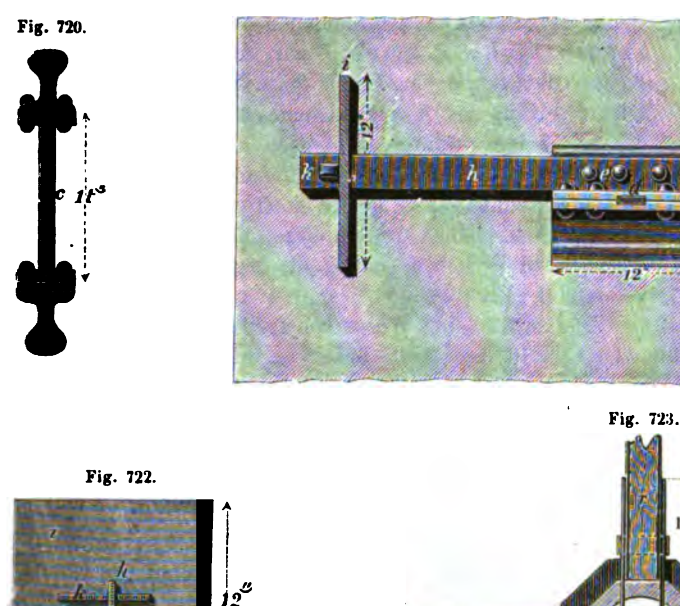
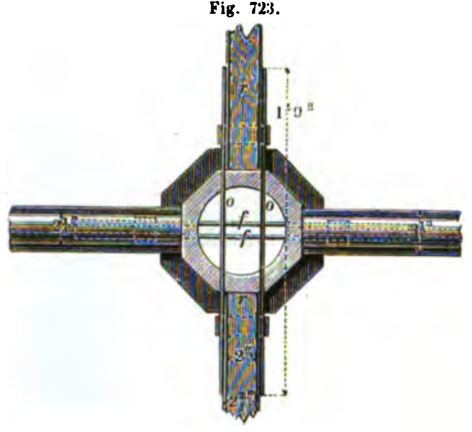


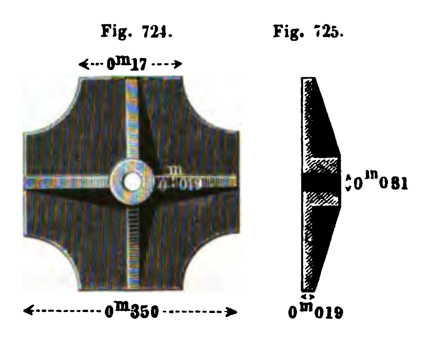
Fig. 722.

Fig. 723.



gedachte Vertikalschnitt des Trägers, Fig. 720. An beiden Enden, wo die Schienen unmittelbar in Berührung treten, sind zwischen dieselben, und zwar in die Unterfläche ihrer Füfse eingeschnitten, die stählernen Dübel *dd*... eingelegt, welche den Zweck haben, ein Verschieben der beiden übereinander befindlichen Trägerstücke zu verhindern, und zugleich die Gefahr des Abscheerens für die Niete *ee* zu beseitigen. Ihr Endauflager erhalten die Träger auf der Kopfplatte des Kapitäls, wo sie stumpf gegen den im Aeufseren achteckig geformten Aufsatz der Säule stofsen. Die Verbindung zweier, auf entgegengesetzten Seiten einer Säule liegenden Träger geschieht durch zwei 54 Centim. lange, 5,2 Centim. hohe Schienen *ff*, Fig. 723, welche durch die oberen Aufsätze der Säulen hindurchgehen und an dem Steg der Schiene mittelst eines Keils befestigt sind.

Fig. 724. Fig. 725.



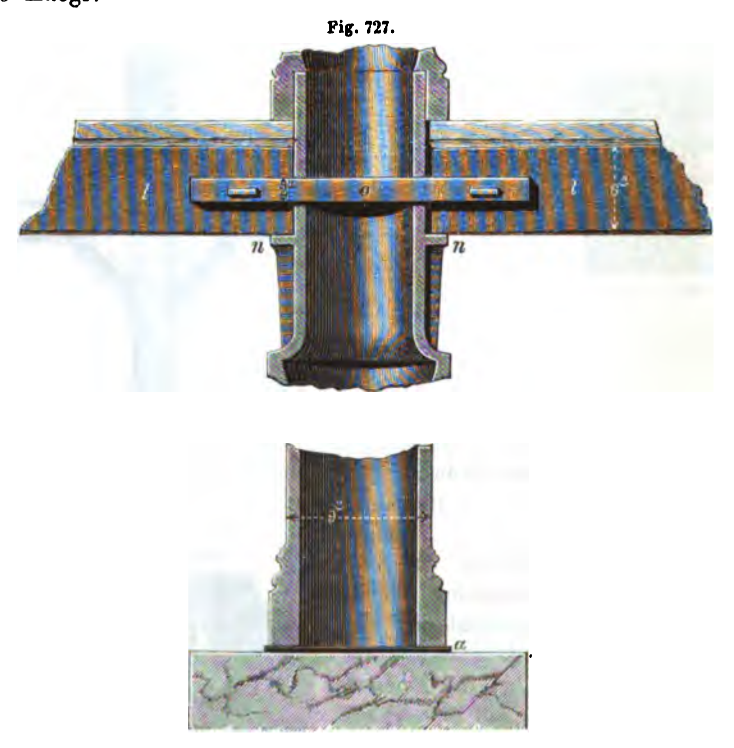
An denjenigen Stellen, wo die Enden der Träger in die Mauer greifen, ruhen sie auf quadratisch gestalteten, gufseisernen Platten von 31 Centim. Seitenlänge und 1,6 Centim. Stärke, wie dies aus Fig. 721 hervorgeht. Die Verankerung mit dem Mauerwerk ist durch eine ca. 75 Centim. lange, und 5,2 Centim hohe Schiene *h* hergestellt, wobei statt der gewöhnlichen Ankersplinte gufseiserne, quadratische Platten *i* zur Anwendung kamen; die Ankerschienen reichen durch diese hindurch und sind mittelst des Keils *k* fest angetrieben. Fig. 722 stellt die Vorderansicht jener Platte dar.

Fig. 726.

Die Figuren 724 und 725 geben in der Ansicht und im Durchschnitt eine bei Weitem bessere Form solcher Ankerplatten. Auch werden diese, um ihnen ein gefälligeres Ansehen zu verleihen, häufig als sogen. Ankerrosetten verwendet, Fig. 726.

Ein auf solche Weise construirter Träger von 3^m766 Spannweite und mit 310 Ctr. in der Mitte belastet, erlitt eine Durchbiegung von 0,9 Centim. Der laufende Meter der verwendeten Eisenbahnschienen wog ca. 28,6 Kilogr.

Fig. 727.

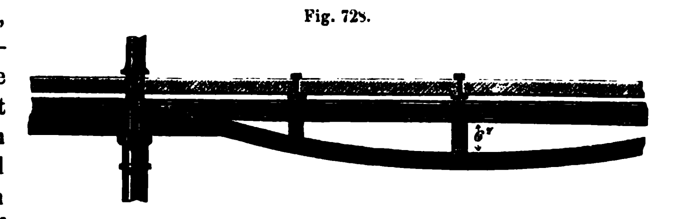


Die hohlen, gufseisernen Säulen setzen in allen Stockwerken unmittelbar übereinander, und haben eine verschiedene Stärke erhalten. Am Fufsboden des untersten Stockwerks beträgt der äufsere Durchmesser einer Säule 23,5 Centim.; von hier aus verjüngen sie sich bis unter die obersten Balken des vierten Geschosses, in einer Höhe von 16^m, bis auf 13 Centim. äufseren Durchmesser, während die 2,3 Centim. betragende Wandstärke der untersten Säulen

sich allmählig bis auf 1,6 Centim. für die oberen reducirt. Die untersten Säulen stehen ganz stumpf auf einem Granitsockel, von dem ihr Fufs nur durch eine dünne Bleiplatte *a*, Fig. 727, getrennt ist.

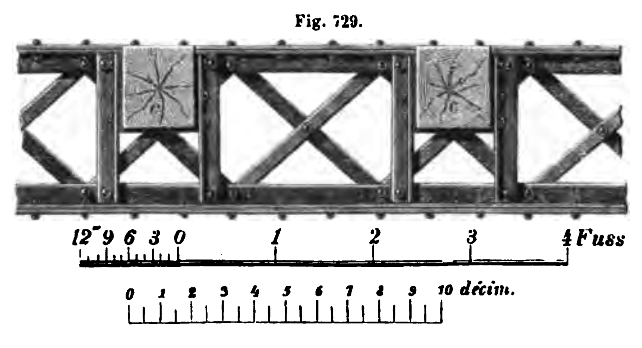
Was die Balken der vier unteren Stockwerke anbetrifft, so bestehen diese aus 5,2 Centim. starken, 18,3 Centim. hohen Bohlen *rr*, Fig. 719, an deren Seitenflächen die 15,6 Centim. breiten schmiedeeisernen Schienen *ll*, vergl. Fig. 727, so befestigt sind, dafs sie zum Zweck gröfserer Tragfähigkeit von beiden Enden des Balkens nach der Mitte zu um 2,5 Centim. ansteigen; diejenigen Zwischenbalken, welche auf den Trägern ruhen, sind um 2,5 Centim. in dieselben eingeklinkt, die anderen aber, welche gerade auf eine Säule stofsen, bleiben an der oberen Fortsetzung derselben stumpf liegen, wo sie auf den angegossenen Rändern *nn*, Fig. 727, ein passendes Auflager finden; aufserdem werden noch die gegenüberliegenden Enden durch die 55 Centim. langen Schienen *oo*, Fig. 723 und Fig. 727, in ähnlicher Weise befestigt, wie dies auch mit den Trägerenden geschah. In gleicher, bereits oben beschriebener, Art sind diese Binderbalken auch mit den Umfassungsmauern verankert, während die Zwischenbalken ohne Verankerung auf gufseisernen Platten von 21 Centim. □ aufliegen. Ein solchergestalt zusammengesetzter Balken erlitt bei einer Belastung von 101 Ctr., in der Mitte seiner Länge aufgelegt, eine Durchbiegung von etwa 2,9 Centim

Fig. 728.



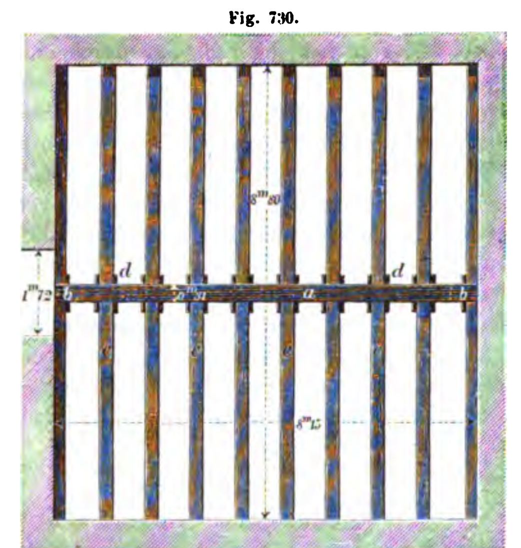
Da die Träger des obersten Stockwerks nur eine geringe Last zu tragen haben, so wurde die Pfeilhöhe der unteren, gekrümmten Schienen um 15,5 Centim. verringert; um dabei den Dachraum von den übrigen Geschossen möglichst zu isoliren, sind hier, wie Fig. 728 zeigt, gufseiserne Balken in Anwendung gekommen. Dieselben sind 18,3 Centim. hoch, in der Mitte um 2,5 Centim. gesprengt und in ihrer ganzen Länge mit angegossenen Horizontalrippen versehen, auf welchen die Fufsbodenbretter aufruhen. Ein solcher Balken erlitt unter einer Belastung von 44 Ctr. eine Durchbiegung von 7,2 Centim.

Fig. 729.



Wenn die soeben beschriebenen, aus zwei Eisenbahnschienen zusammengesetzten, Träger für kleinere Spannweiten allenfalls ausreichend sind, so wird man doch bei gröfseren Dimensionen kein Bedenken tragen, sich vorzugsweise der Blech- oder der Gitterträger zu bedienen, da diese ein so grofses Tragvermögen besitzen, dafs in den meisten Fällen eine Unterstützung durch Säulen etc. als überflüssig erscheint. Hierbei werden die Etagenbalken, je nach

Fig. 730.



den vorliegenden Bedingungen, entweder auf die obere, resp. auf die untere Gurtung des Trägers aufgelegt, oder sie schliefsen sich seitlich an die Zwischenwand desselben, etwa in einer solchen Höhe an, dafs sie mit der Oberkante des Trägers in gleicher Höhe abschneiden.

Eine Construction dieser letzteren Art findet sich zur Ueberdeckung mehrerer, übereinander liegender, etwa $8^m 80$ langer Räume im neuen Rathhaus zu Berlin, und zwar ist zu diesem Zweck in den unteren Etagen ein Néville'scher Gitterträger, Fig. 729, im obersten Geschofs dagegen ein

Fig. 731.

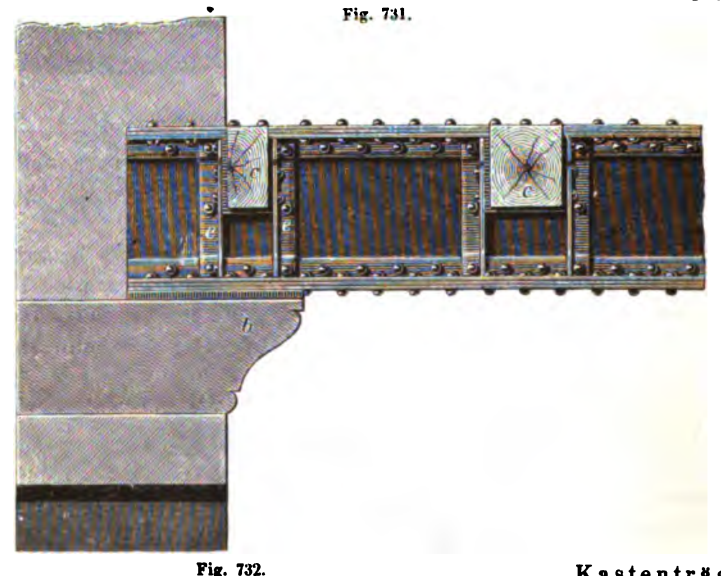


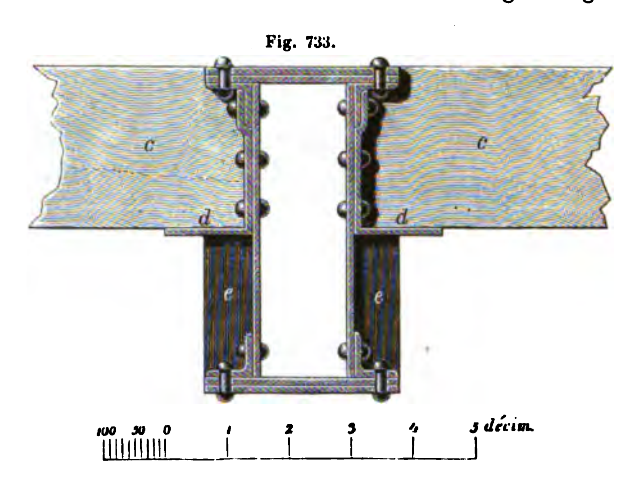
Fig. 732.



Kastenträger zur Anwendung gekommen. Dieser, im Grundrifs der Fig. 307 mit *a* bezeichnet, liegt bei einer Höhe von 53 Centim. in einer Länge von $8^m 15$ frei und ruhen dessen Enden auf dem sandsteinernen Consol *b*, wie sich aus den Figuren 731 und 732 ersehen läfst; das

letztere bildet zugleich den Schlufsstein für ein flaches, 3½ Stein starkes Gewölbe, das aus vier ringförmigen, ohne gegenseitigen Verband eingewölbten Bogen besteht. Die Etagenbalken *c* liegen an dem einen Ende in der Mauer, mit dem anderen Ende in den eisernen Schuhen *dd*.., deren Befestigung an den vertikal aufgestellten Winkeleisen *ee*.. durch mehrfache Vernietung erfolgte. Hierdurch erlangte man zugleich den Vortheil einer direkten Uebertragung des Druckes auf die Blechwände, sowie einer vergröfserten Seitensteifigkeit des Trägers. Aus den in den Figuren 733, 734 und 735 dargestellten Detailzeichnungen geht diese Verbindung deutlich hervor. Der mit *A* bezeichnete scheitrechte Bogen schliefst die Thüröffnung horizontal ab.

Fig. 733.



Wenn die hölzernen Balken auf der oberen Trägergurtung aufruhen und aufserdem hieran die Bedingung eines offenen Stofses geknüpft wird, so läfst sich zur Verbreiterung des Auflagers zweckmäfsig von schmiedeeisernen Unterlagsplatten *p*, Fig. 736, Gebrauch machen; dieselben, mit angeschmiedeten Seitenwänden versehen, werden an die Gurtung genietet und nehmen die zur Befestigung der Balkenenden erforderlichen Bolzen *c* auf, deren Kopfenden mit einer kräftigen Ankerschiene *s* in Verbindung treten. Die Fig. 736 bis 738, letztere

Fig. 734.

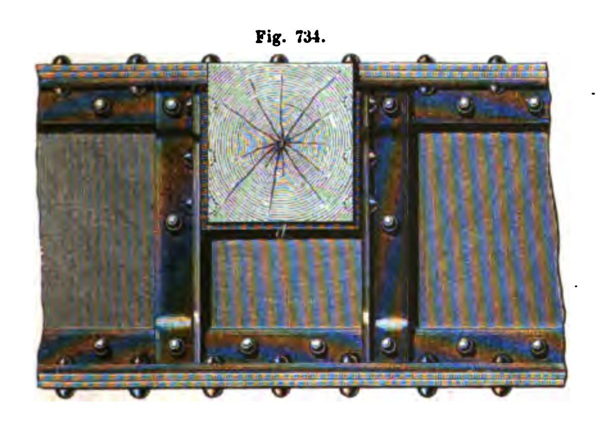
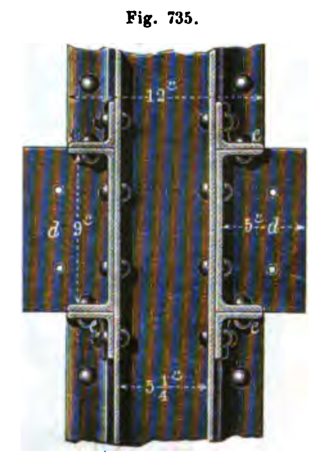


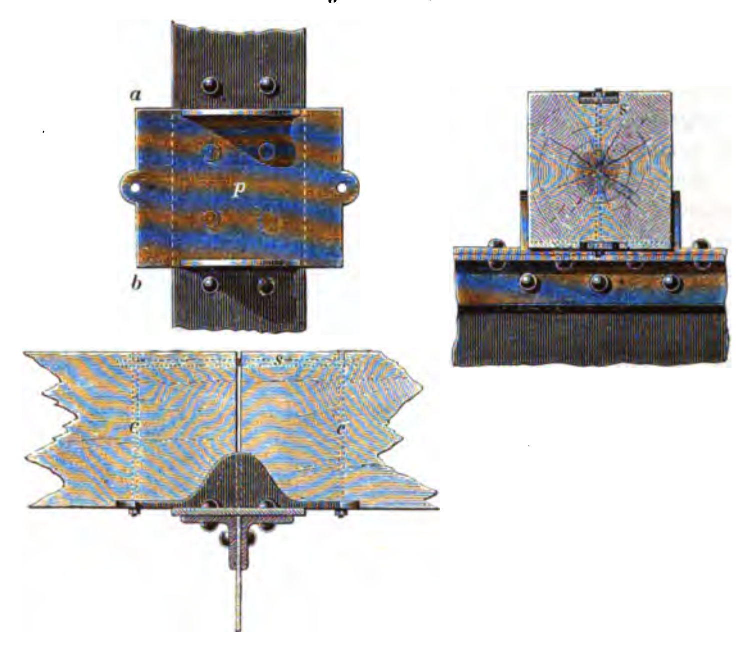
Fig. 735.



im Durchschnitt nach der Linie *ab*, dienen zur näheren Erläuterung dieser Verbindung.

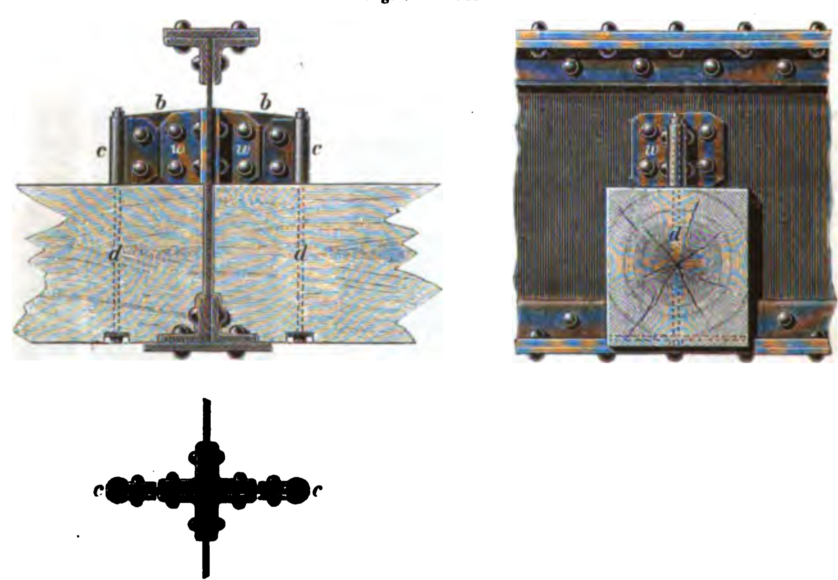
Schwieriger gestaltet sich die Anordnung dann, wenn die Unterflächen der Etagenbalken mit der unteren Trägergurtung in gleicher Höhe liegen sollen.

Fig. 736 — 738.



Da die für die Balken dadurch gewonnene direkte Unterstützung, als zu mangelhaft, für sich allein nicht genügt, so ist die Verbindung, falls man nicht wieder auf die bereits erwähnten schmiedeeisernen Schuhe zurückgreifen wollte,

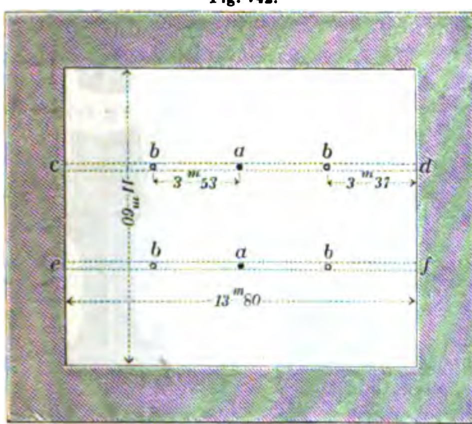
Fig. 739 — 741.



so einzurichten, dafs man die Balken- Auflager an einen darüber zu construirenden festen Stützpunkt anhängt. Dies geschieht, wie aus den Figuren 739 bis 741

ersichtlich, durch ein an die Zwischenwand des Trägers rechtwinklig angelegtes Blech *b*, in Verbindung mit den an jene Wand genieteten Winkeln *w*. Der vordere Theil dieses Bleches wird durch das Band *c* umfaſst, welches in seiner cylindrischen Erweiterung ein Befestigungsmittel für den hier durchgreifenden Bolzen *d* darbietet.

Fig. 742.



Um ein anderweitiges, hierher gehöriges Beispiel vorzuführen, geben wir im Grundriſs der Fig. 742 die Dimensionsverhältnisse eines

Fig. 743.



Wartesaals im Stationsgebäude zu Breslau. Zur Unterstützung der 11^m60 langen Balken sind hier die beiden Gitterträger *cd* und *ef* angeordnet, deren Höhe bei der ganzen Länge des Raumes von 13^m80 nur ca. 62 Centim. beträgt, weshalb sie in ihrer Mitte durch die beiden guſseisernen Säulen *aa* unterstützt wurden. Die aus Holz construirte Decke der, über den Wartesälen befindlichen Räume wird durch 6 eiserne Säulen getragen, von denen die beiden mittleren lothrecht über den unteren, die vier übrigen *bb*.. dagegen in der Mitte der freitragenden Hälften der Gitterträger aufgestellt sind. Um eine Verbindung zwischen diesen Säulen und der oberen Gurtung der Träger herzustellen, dienen die im Horizontaldurchschnitt, Fig. 743, kreuzförmig gestalteten, guſseisernen Zwischenstücke *g*, welche mit einer angegossenen Fuſsplatte versehen und durch 4 Bolzen *hh*.. mit dem oberen Rahmstück verbunden wurden. Das Fuſsende der Säulen setzt ohne weitere Befestigung auf die Kopfplatte des Zwischenstücks auf, und erhält daher nur mittelst des, an dieser Platte befindlichen, aufgehobenen Randes *i* eine gesicherte Stellung.

Fig. 744.

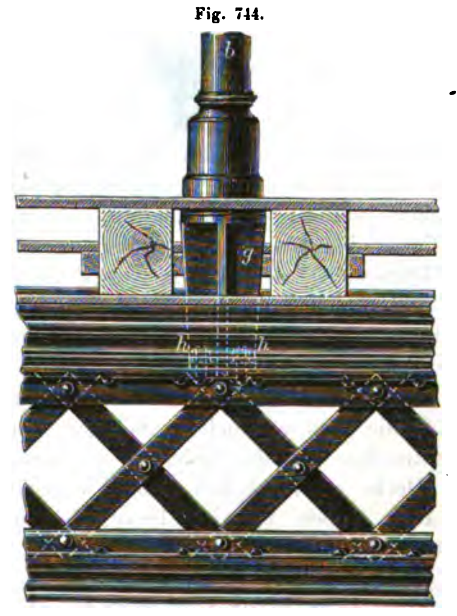


Fig. 745.



Die in den Figuren 744 und 745 gegebenen Quer- und Längendurchschnitte machen die Gesammtanordnung deutlich.

Fig. 746 zeigt in der Ansicht die Verbindung der beiden übereinander aufgestellten Säulen *a* und *a'* mit dem dazwischen befindlichen Gitterträger. Das

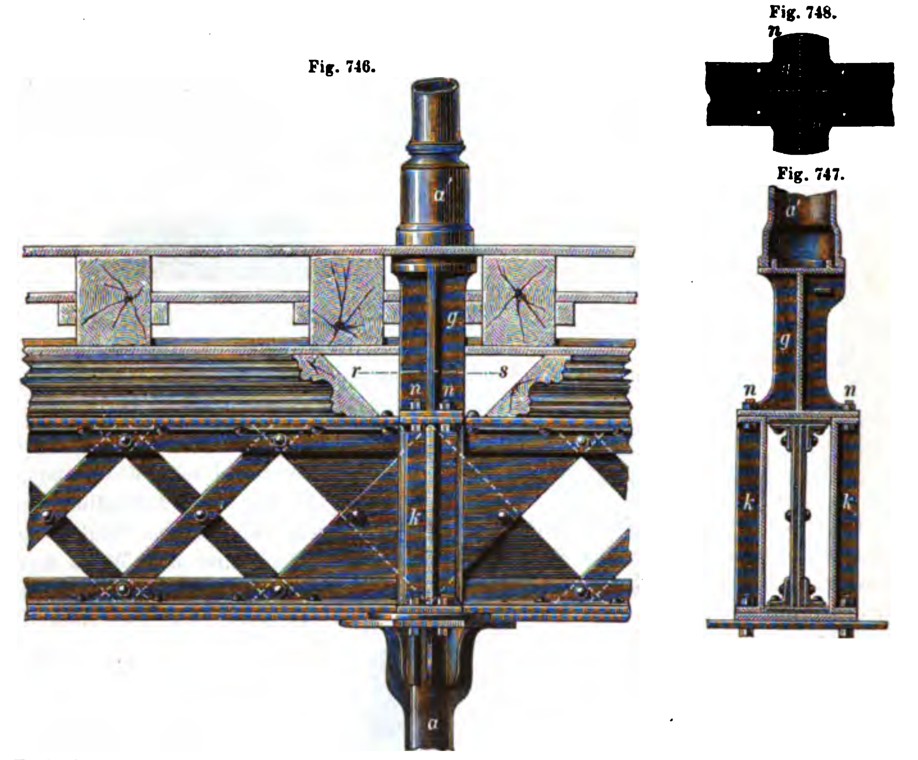


Fig. 748.

Fig. 746.

Fig. 747.

Zwischenstück *g* hat hier im Grundrifs die Form eines lateinischen Kreuzes und ist mit den T-förmigen Verbindungsstücken *kk*, die zu beiden Seiten des Trägers stehen, mittelst der Bolzen *nn* verschraubt; in gleicher Weise ist auch die Befestigung jener vertikalen Verbindungsstücke mit dem Kapitäl der unteren Säulen hergestellt, zu welchem Zweck sie hier, gerade so wie oben, mit einer Sohlplatte versehen wurden, vergl. Fig. 747.

In Fig. 748 ist endlich noch ein Horizontalschnitt nach der Linie *rs* dargestellt.

Es bleiben hiernach noch solche Verbindungen zu betrachten übrig, bei denen nicht allein die Balken, sondern auch die Unterzüge aus Holz bestehen; die Construction ist dabei jedesmal so einzurichten, dafs die, zur Unterstützung der Decke erforderlichen und in den verschiedenen Etagen aufzustellenden, eisernen Säulen unmittelbar übereinander zu stehen kommen, damit sie in ihrer directen Verbindung durch die Unterzüge nicht behindert werden.

Eine in solchem Falle häufig vorkommende, aber keineswegs sehr empfehlenswerthe Anordnung zeigen die Figuren 749 bis 751. An dem Säulenkop befindet sich nämlich ein angegossener, in seinen Wänden ca. 2 Centim. starker Sattelbock von solchen lichten Dimensionen, dafs der Unterzug *b* genau darin Platz findet; *dd*.. bezeichnen dabei kleine Rippen, welche zur Verstärkung

der oben umgelegten Seitenwände jenes Sattels nothwendig sind. Dadurch nun, dafs die obere Säule mit ihrer quadratischen Fufsplatte über diese Ränder fortgreift, ist eine feste Verbindung der Säulen untereinander durch die vier Bolzen $a\,a$.. ermöglicht, wenngleich die Uebertragung der Druckkräfte durch die Seitenwände des Sattels hindurch in sehr unvollkommener Weise erfolgt.

Fig. 749. Fig. 750.

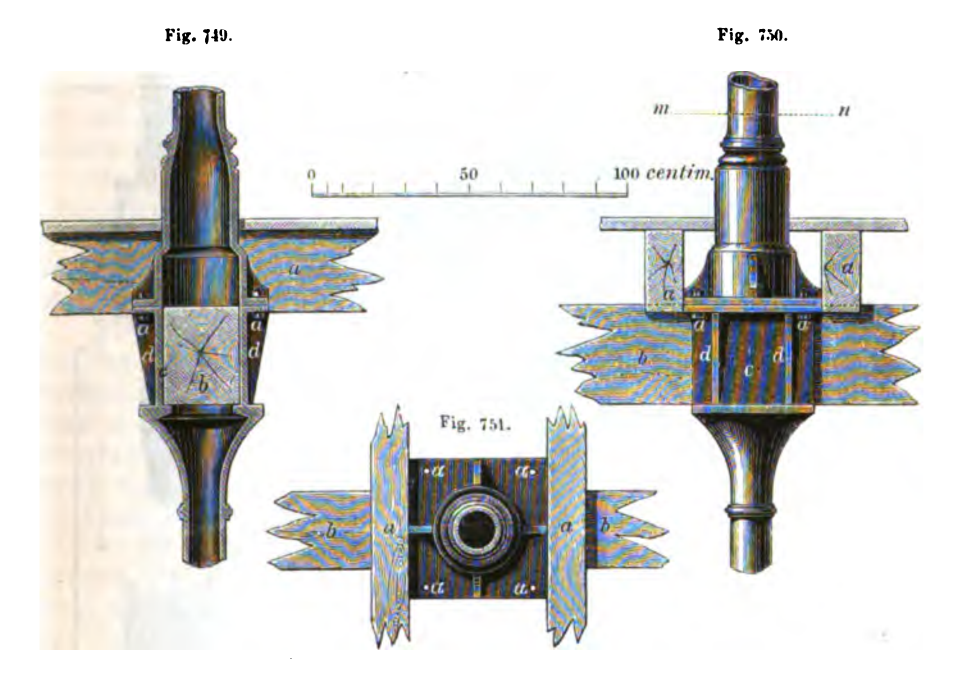


Fig. 751.

Fig. 750 ist ein Längen- und Fig. 751 ein, in der Höhe *mn* gelegter, Horizontalschnitt mit den, durch den Träger *b* unterstützten Etagenbalken *aa*... Von den letzteren sind die zunächst der Säule befindlichen Balken als Halbhölzer gedacht und daher näher aneinander gerückt.

Da eine derartige Anhäufung des Materials im Kopfpunkte der Säule ohne Zweifel das Gelingen des Gusses derselben in Frage stellt und daher leicht ein plötzliches Durchreifsen an jener Stelle zur Folge haben kann, so giefst man den Sattelbock auch wohl als einen besonderen Theil und schraubt ihn an die Säule fest.

Sollten zwei Unterzüge in Anwendung kommen und diese rechtwinklig gegeneinander gerichtet werden — der eine dann, nur der Symmetrie wegen, als sogen. blinder Balken — so könnte man sich eines Sattels bedienen, dessen Grundrifsform die Fig. 752, Horizontalschnitt nach der Linie *mn* der Fig. 753, dar-

Fig. 753.

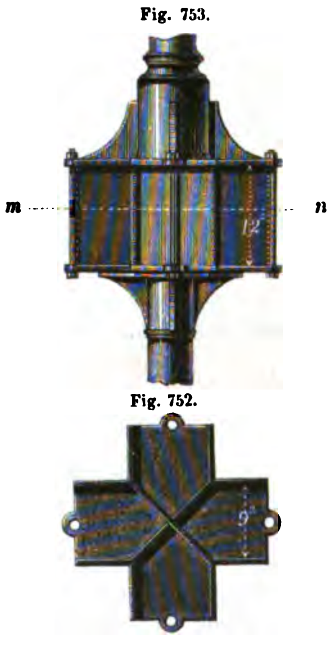
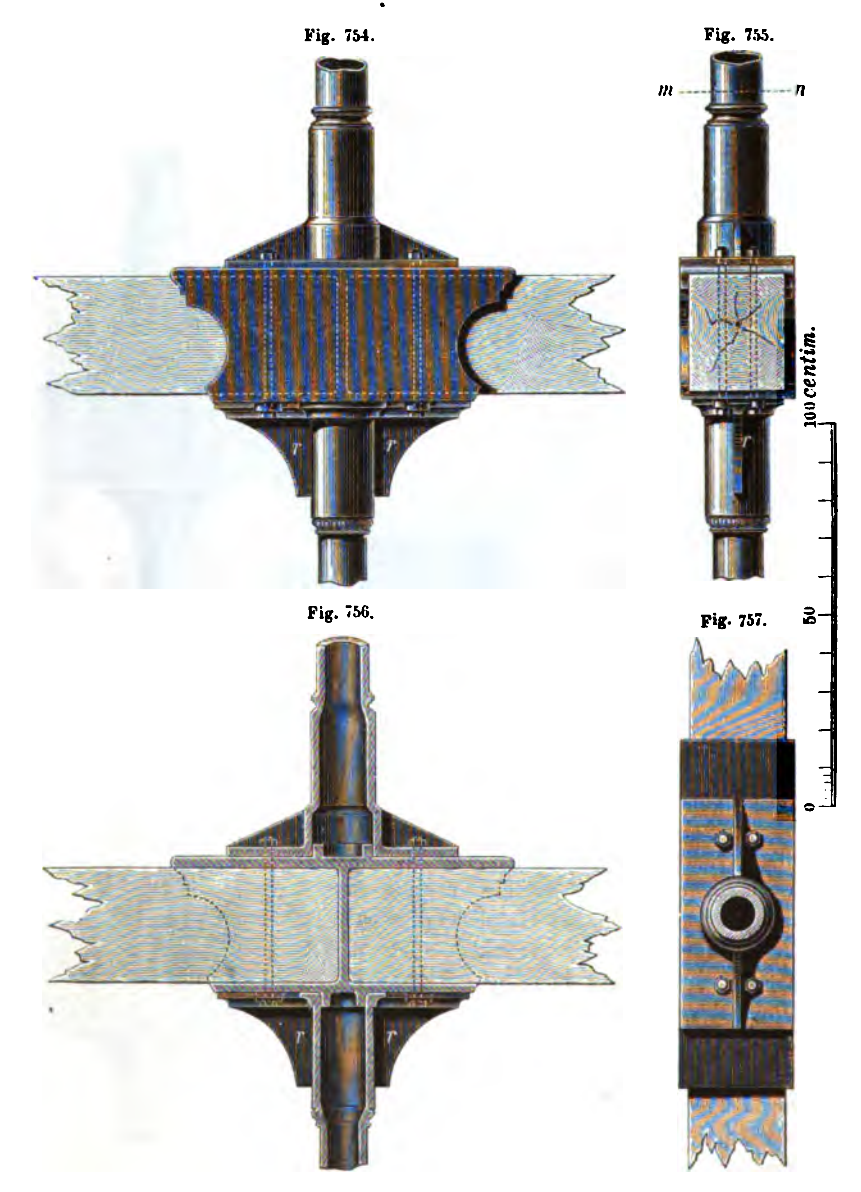


Fig. 752.

stellt. Oben offen und unten mit einer kreuzförmigen Bodenplatte versehen, läfst sich derselbe auf die, durch Rippen unterstützte Kopfplatte der Säule leicht festschrauben. Die Trägerenden werden in die, durch Parallel- und Diagonal-



wände abgetheilten inneren Räume hineingeschoben, wobei sie durch lange, bis zur Fufsplatte der oberen Säule durchgreifende Bolzen ihre Befestigung erhalten.

Die Figuren 754 bis 757 zeigen noch eine andere Form des gufseisernen Sattels; derselbe ist ringsum geschlossen und nur an der vorderen Seite offen, damit hier die Trägerenden hineingesteckt werden können. In der Mitte

stofsen sie stumpf gegen eine starke, in den Ecken abgeschrägte Zwischenwand, welche den Hauptdruck aufzunehmen und zu übertragen im Stande ist. Der Sattel erhält an seiner Ober- und Unterfläche einen cylindrischen Ring, über den die beiden übereinander stehenden Säulen mit ihrem Fufs- resp. Kopfende genau passend fortgreifen; um ihm zugleich ein hinreichend breites Auflager zu verschaffen, versieht man die an den Säulenkopf angegossenen Rippen *rr* mit einer breiten, durch kräftige Unterglieder unterstützten Auflagerplatte, durch welche die zur Verbindung der Säulen erforderlichen Bolzen durchgelegt werden; fehlt es dabei an dem nothwendigen Platz zum Anlegen der Schrauben, so ist jene Platte an der betreffenden Stelle durch Abrundung zu verbreitern.

Die Figuren 755 und 756 zeigen die Verbindung im Quer-, resp. im Längenschnitt durch den hölzernen Unterzug, während Fig. 757 einen Horizontalschnitt nach der Linie *mn* darstellt. Das Fufsende der oberen Säule ist auch hier durch ein zwischen den Etagenbalken liegendes Zugband mit der nächsten Front- oder Mittelmauer fest zu verankern.

Die in den vorstehenden Figuren dargestellten, durch Sattelböcke bewirkten Verbindungen leiden mehr oder minder an dem Uebelstande, dafs die direkte Verbindung der Säulen unterbrochen und solche nur unvollkommen, meistens sogar in sehr unzuverlässiger Weise, durch die Seitenwände der gufseisernen Zwischenstücke vermittelt wird. Es entstehen daher in diesen Wänden ungleich vertheilte und schiefe Druckkräfte, die ein seitliches Ausweichen, resp. ein Zerknicken derselben herbeiführen können. Bei den unter den Nummern 749 bis 751 aufgeführten Figuren läfst sich diesem Uebelstande einigermafsen dadurch abhelfen, dafs man die Seitenwände des Sattels näher an einander rückt und sie dadurch mit dem Säulenfufs in eine innigere Berührung bringt. Der Unterzug mufs in solchem Falle zwischen jenen Wänden einen Ausschnitt erhalten, da die Breite desselben meistens entschieden gröfser ist, als der untere Durchmesser der Säule.

Viel zweckentsprechender sind aber, namentlich bei gröfserer Belastung der Decke, alle diejenigen Verbindungen, bei denen die Unterstützung der hölzernen Unterzüge in der Weise geschieht, dafs dadurch ein direktes Uebereinandergreifen der Säulenschafte ermöglicht ist. Diese Rücksicht war bei den in den nachstehenden Figuren dargestellten Verbindungen mafsgebend.

Die Figuren 758, 759 und 760 zeigen beziehungsweise einen vertikalen Querdurchschnitt durch 2 übereinander stehende Säulen, eine Vorderansicht und einen Durchschnitt durch den Unterzug. Die obere Säule ist unterhalb ihres Fufses noch mit einer cylindrischen Fortsetzung versehen, welche den Unterzug durchdringt und einen ebenso grofsen Durchmesser erhält, wie solcher für den eigentlichen Schaft derselben bestimmt worden.

Mit dem verbreiterten Fufsende dieses Endstücks setzt die obere Säule direkt auf die Wandung der unteren auf, sodafs dadurch eine unmittelbare Uebertragung der Druckkräfte stattfindet. Ueber der mit Rändern versehenen und durch kräftige Rippen unterstützten Kopfplatte der Säule ist der Unterzug gestofsen. Derselbe besteht aus einem verdübelten, resp. einem verzahnten Träger, dessen Einzeltheile durch kräftige Bolzen untereinander zu verbinden sind; jedes Auflagerende wird seitlich verlascht und durch Bolzen, welche am zweckmäfsigsten durch jene Rippen greifen, mit der erwähnten Platte fest verschraubt.

Die Fig. 761 zeigt einen Horizontalschnitt nach der Linie $\alpha\beta$ der Fig. 758. Endlich veranschaulichen die Figuren 762 und 763 die Form des Kopfendes

Fig. 759. Fig. 758 u. 760.

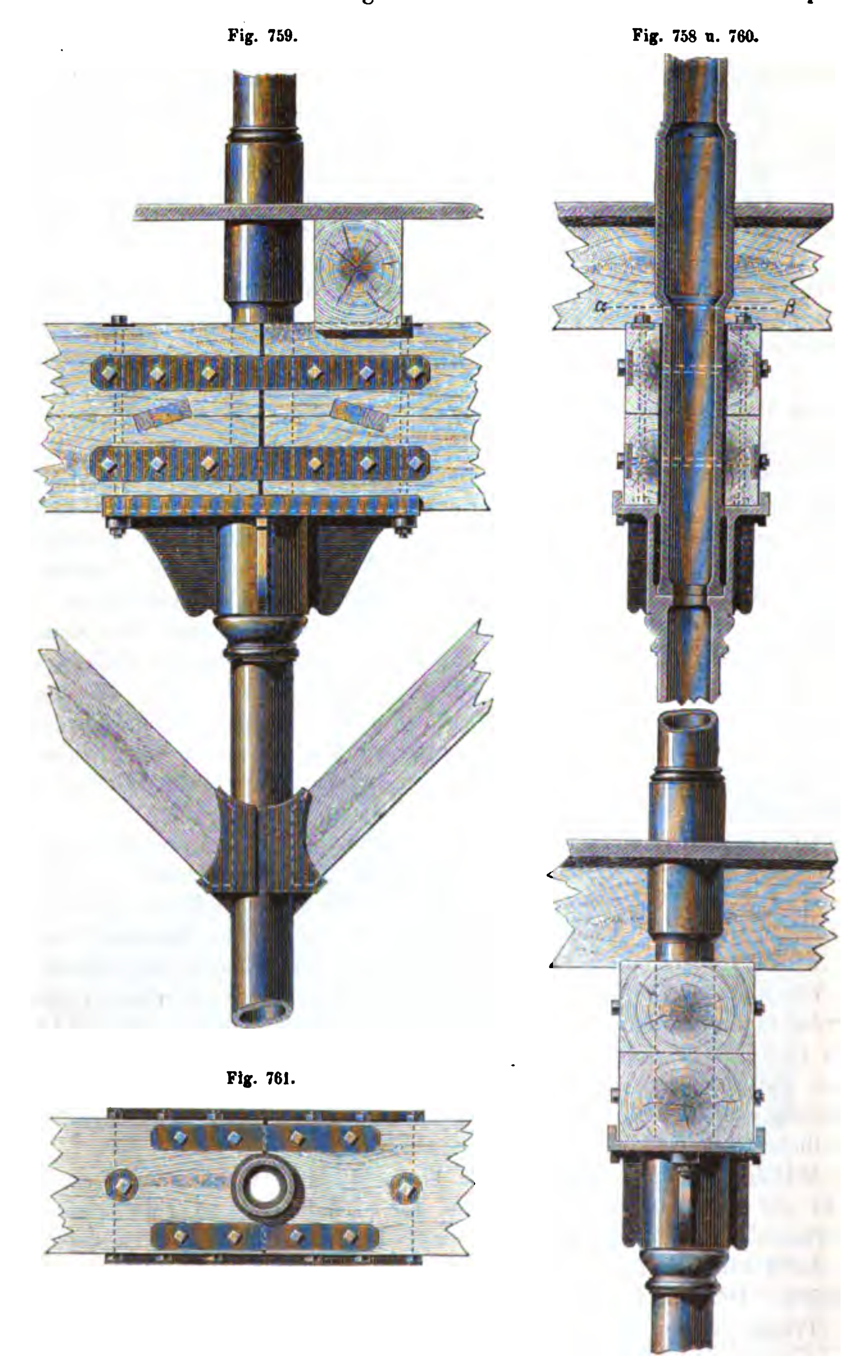


Fig. 761.

der in der obersten Etage aufgestellten Säule mit dem Durchschnitt und der Ansicht des darüber liegenden Unterzuges; eine nähere Erläuterung scheint

kaum erforderlich, da die Figuren bei der Gröfse ihrer Darstellung hinlänglich sich von selbst erklären.

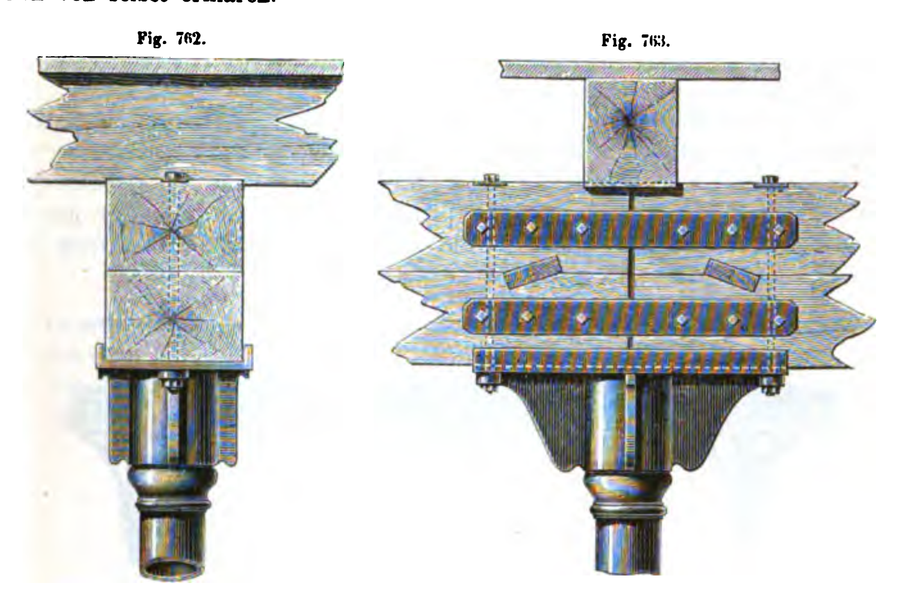


Fig. 762. Fig. 763.

Die eisernen Säulen bieten für die Anordnung eines durchgreifenden Längenverbandes einige Schwierigkeit dar, insofern die Verbindung der Kopfbänder mit dem Schafte derselben sich nicht so einfach bewirken läfst, wie bei Anwendung von hölzernen Stützen. Man versieht zu diesem Zweck — wie auch aus Fig. 759 ersichtlich — die Säulenschafte an der betreffenden

Fig. 764.

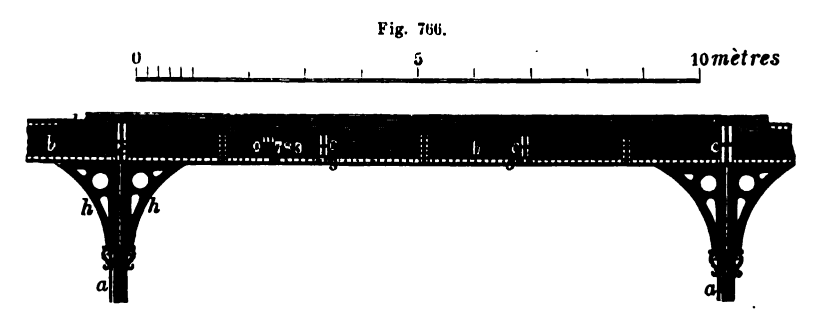
Stelle mit taschenförmigen Ansätzen, innerhalb deren die Fufsenden der Kopfbänder unverschiebbar aufruhen; an ihrem oberen Ende erfolgt die Verbindung mit dem Unterzuge mittelst Zapfen und Versatzung. —

Decken-Constructionen, bei denen gufs- und schmiedeeiserne Träger

combinirt in Anwendung kommen, gehören im Allgemeinen zu den Seltenheiten, da sie wohl meistens einen schwerfälligen Eindruck machen. Ein Beispiel dieser Art finden wir indessen bei den Decken derjenigen Räume, die sich rings um die grofse Haupthalle des Ausstellungsgebäudes (*palais de l'industrie*) in Paris anschliefsen.

Fig. 764 zeigt im Grundrifs einen Theil von der Anordnung der Balken in dieser Decke. Hierin bezeichnen *aa*.. hohle, in Entfernungen von 10^m64 und resp. von 4^m08 aufgestellte, gufseiserne Säulen, deren Querschnittsform sich aus Fig. 765 erkennen läfst, *bb*.. nach der Tiefe des Raumes durchgehende Blechbalken, und *cc*.. gufseiserne, in der Fachwerkform ge-

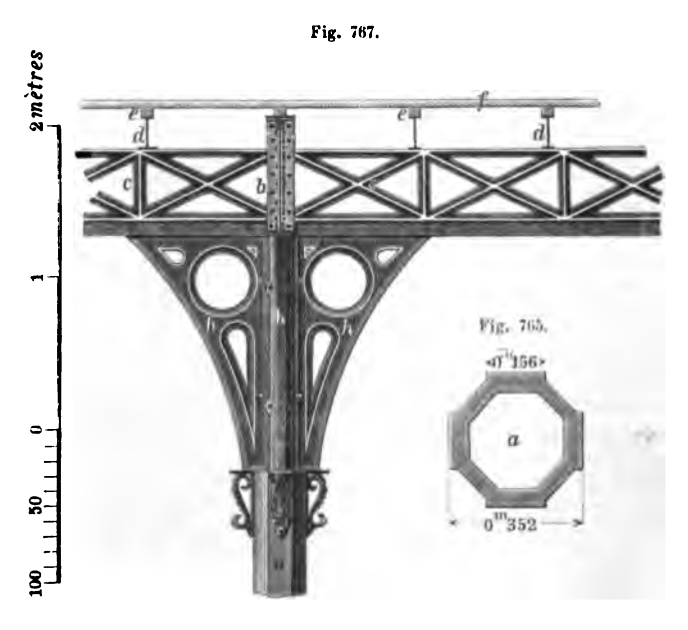
Fig. 766.



gossene Träger. Auf den letzteren liegen die gewalzten T-Eisen *dd*.., die auf ihrer oberen Flansche die Langhölzer *ee* tragen; über diese sind die Fufsbodenbretter *f* in schräger Richtung fortgelegt und befestigt.

In Fig. 766 ist ein Durchschnitt nach der Linie *xx*, und in Fig. 767 ein

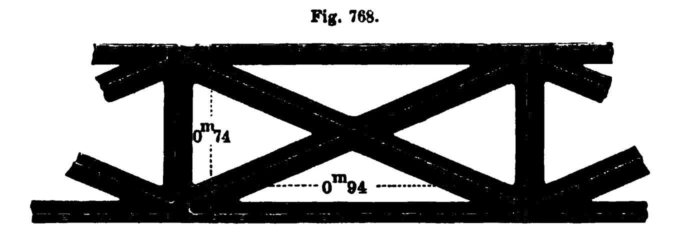
Fig. 767.



solcher nach der Linie *yy* dargestellt. Vier vom Kapitäl der Säule schlank aufsteigende und durchbrochen gegossene Console *hh*.. schliefsen sich an die Seitenflächen des prismatischen Aufsatzes an, wo sie zwischen angegossenen

Lappen fest verschraubt sind. Auf ihrem oberen horizontalen Arme erhalten sowohl die Blechbalken, wie die mit ihnen hier zusammentreffenden gufseisernen Träger ihre Befestigung. Von den letzteren sind diejenigen beiden, welche

Fig. 768.



zwischen den Säulen liegen, etwas niedriger, als die anderen, welche direct auf den Säulen ruhen. Zu ihrem Auflager dienen daher die kleinen gufseisernen Schuhe *ss*, auf deren Horizontalplatte die Trägerenden verschraubt sind. Ein Stück der Ansicht dieser Träger ist noch in Fig. 768 dargestellt. —

Viertes Kapitel.

Construction der Dächer.

Die Anwendung des Eisens zur Construction feuersicherer Dächer ist neuern Ursprungs und datirt kaum vor dem Jahre 1830, obwohl Constructionen anderer Art, wie Brücken und dergl., bereits im Jahre 1773 in England aus Gufseisen zur Ausführung gekommen sind. Die Schwierigkeiten der Technik, die namentlich in der Operation des Giefsens und Auswalzens grofser Eisenmassen zur Zeit noch bestanden, in Verbindung mit mannigfachen Vorurtheilen, beschränkten die Anwendung jenes Materials im Mittelalter fast ausschliefslich auf den Maschinenbau und schlofs es für Constructionen des Hoch- und Wasserbaues aller Art aus.

In neuester Zeit hat sich jedoch das Verhältnifs entschieden anders gestaltet. Neben einer grofsen Anzahl von gufseisernen Dächern, die in Frankreich zu Eisenbahnbauten in Anwendung kamen, wandte man zu gleicher Zeit das Gufseisen auch im Kirchenbau an, so z. B. für die Thurmspitze der Kathedrale zu Rouen; desselben Materials, mit Schmiedeeisen combinirt, bediente man sich im Jahre 1842 zu den Restaurationsarbeiten des Stephansthurmes in Wien, während Moller bereits im Jahre 1828 seine Kuppel über dem östlichen Chore des Domes zu Mainz ganz aus Schmiedeeisen construirte.

Eine vorzugsweise Anwendung fand das Gufseisen zu Anfang der Vierziger dieses Jahrhunderts in England zu allen älteren Stationsgebäuden, die meistentheils eine Tiefe von 35 bis 40′ erhielten; in demselben Mafse aber, als bald darauf die Verkehrs- und Betriebsverhältnisse an Umfang zunahmen, trat auch das Bedürfnifs nach tieferen, ganz frei zu construirenden Hallen hervor, zu welchem Zweck dieselben fast durchweg aus Schmiedeeisen, und zwar häufig unter Anwendung von Parabelträgern, hergestellt wurden. Den Wendepunkt in dieser Beziehung, wobei das Gufseisen als ein, für gröfsere Dachconstructionen unzuverlässiges Material immer mehr in den Hintergrund trat, bezeichnete das Jahr 1850, in welchem die grofse, von Paxton entworfene, Industriehalle in London fast ganz aus Schmiedeeisen zur Ausführung kam; drei Jahre später erhob sich das gröfste Stationsgebäude Englands, die Centralhalle in Birmingham, und seitdem ist wohl selten weder dort, noch in Frankreich, eine gröfsere Eisenbahnhalle entstanden, bei welcher dem Eisen in constructiver Beziehung nicht die Hauptrolle zugewiesen worden wäre.

Inzwischen hatte man auch in Deutschland Veranlassung genommen, sich eingehend mit einem Constructionsprincip zu beschäftigen, welches in der

That um so rationeller und **empfehlenswerther** schien, als die Preise des Eisens, die in neuerer Zeit bedeutend hinunter gegangen, verglichen zu denen des Holzes, sich aufserordentlich günstig stellen. Daher kommt es auch, dafs eiserne Dächer, abgesehen von dem Vortheil, der in ihrer gröfseren Dauer und in ihrer absoluten Unverbrennbarkeit liegt, auch hinsichtlich des Kostenpunktes meistentheils vor hölzernen Dächern den Vorzug verdienen.

Der besseren Uebersicht wegen theilen wir die Dächer in folgende Gruppen:

I. Dächer, die ganz aus Eisen bestehen.

A. Gufseiserne Dächer.

B. Schmiedeeiserne Dächer.

Die letzteren bringen wir wieder in folgende Unterabtheilungen:

1) Satteldächer.
2) Zeltdächer.
3) Parabeldächer.
4) Kuppeldächer.

II. Dächer, die aus Eisen und Holz bestehen.

Wir beginnen zunächst mit der Abtheilung I.

I. Dächer, die ganz aus Eisen bestehen.

A. Gufseiserne Dächer.

Gleichwie die Träger aus Gufseisen, im Gegensatz zu den aus Schmiedeeisen, älter und erst in neuerer Zeit gegen diese zurückgetreten sind, so behaupten auch die **Dächer** aus Gufseisen, im Vergleich zu solchen aus Schmiedeeisen, eine unbestreitbare Priorität, ungeachtet sie heutzutage nur noch in selteneren Fällen zur Ausführung kommen.

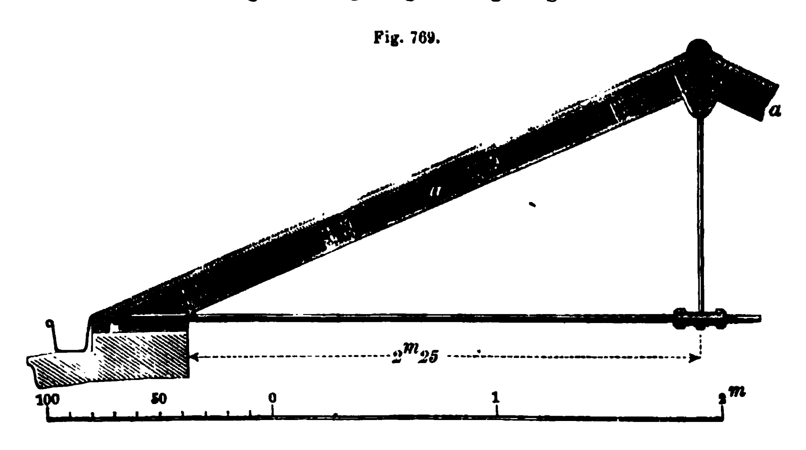
Dieser Umstand liegt nicht allein in den höchst unzuverlässigen Structurverhältnissen des Gufseisens, sondern besonders auch darin, dafs die immer mehr zur Vervollkommnung gelangte Ausführung des Streckens und Walzens so geringe Querschnittsdimensionen in den verschiedensten Façoneisen erreichen läfst, wie solche durch den Gufs, ohne dabei die Sicherheit der Construction in Frage zu stellen, unmöglich gewonnen werden können. Hierzu treten noch andere Gesichtspunkte, welche, namentlich bei gröfseren Spannweiten, gegen die Anwendung gufseiserner Dächer zur Geltung kommen. Die letzteren erfordern nämlich einen unverhältnifsmäfsig gröfseren Materialaufwand, belasten demnach erheblich die Umfassungsmauern und erschweren zugleich die ganze Arbeit des Montirens. Aus diesen Gründen, denen sich die bereits früher erwähnten und mit der Natur des Gufseisens verknüpften Uebelstände zugesellen, sind die aus diesem Material construirten Dächer schon längst wieder in Mifskredit gekommen, und durch die leichteren und zierlicheren Verbindungen aus Schmiedeeisen verdrängt worden.

Was die Construction der ersteren anbetrifft, so tritt diese gewöhnlich im Sinne eines **Fettendaches** auf, insofern in Entfernungen von 3^m bis 3^m5 einzelne Haupt- oder Bindersparren aufgestellt werden, die zur unmittelbaren Unterstützung der Fetten und des Deckmaterials dienen. Ueberschreitet die

lichte Tiefe des Gebäudes nicht das Maſs von 4^m bis 5^m, so bedürfen diese Sparren auſser an ihren Enden keiner weiteren Unterstützung in der Mitte, doch ist es von groſser Wichtigkeit, die Fuſsenden derselben durch eine Stangenverbindung in einer unverschiebbaren Lage zu erhalten, damit die Umfassungsmauern keinen Seitenschub, sondern nur den vertikalen Druck der ganzen Construction aufzunehmen haben. Bei gröſseren Spannweiten würden diese, gewöhnlich doppelt T-förmig gestalteten und in ihrer ganzen Länge gleich hohen Sparren nicht mehr die erforderliche Sicherheit darbieten. In solchem Falle unterstützt man sie durch eine Stangenverbindung, die, aus Streben und Zugstangen bestehend, nach dem Princip fester und unverschiebbarer Dreiecke construirt wird; oder man bedient sich halbkreisförmiger, durchbrochen gegossener Dachbinder, die in der vertikalen Ebene keiner weiteren Aussteifung bedürfen, auf die Umfassungsmauern jedoch einen unvermeidlichen Schub ausüben. Andere Verbindungen dagegen, bei denen, wie bei Holz-Constructionen, auf minutiöse Weise das System von Hängewerken zum Vorbilde genommen, sind im Princip als fehlerhaft zu bezeichnen, und lassen mit Sicherheit darauf schlieſsen, daſs die Construction, dem veränderten Material wenig entsprechend und unter dem Einfluſs alter Reminiscenzen, noch in den Kinderschuhen einherschritt.

Einen in diesem Sinne ausgeführten Dachverband zeigt eine Eisenbahnhalle in Nord-Amerika. Die Beschreibung desselben ist im Jahrgange 1842 der Förster'schen Bauzeitung enthalten und auch in Breymann's Eisen-Constructionslehre, Tafel 23, mitgetheilt. Ohne auf diese Construction näher einzugehen, bemerken wir nur, daſs der, bei einer so geringen Spannweite von 29′ (engl.) sehr beträchtliche Materialaufwand nicht unbedeutend sich vermindert haben würde, wenn man von dem Princip der Hängewerks-Construction ganz abstrahirt und sich darauf beschränkt hätte, die Hängewerksstreben als Bindersparren bis zum First durchgreifen zu lassen und sie in der Mitte durch eine Strebe, in Verbindung mit 2 geneigten Zugstangen zu unterstützen.

Fig. 769.



Wie bereits oben bemerkt, werden die guſseisernen Dächer, ebenso wie die aus Schmiedeeisen, in der Regel als Fettendächer construirt. Der Abstand der Bindersparren von einander hängt von der Anordnung der Fensterpfeiler im Frontmauerwerk ab, insofern das Auflagerende eines Binders gewöhnlich gerade auf die Mitte eines solchen Pfeilers trifft; als durchschnitt-

liche Entfernung zweier Binder von einander kann die Weite von 2m75 bis 3m0 angenommen werden.

In Fig. 769 haben wir die einfachste Form dieses Binders für ein Satteldach dargestellt, wobei die Tiefe des zu überdeckenden Raumes 4 bis 5m betragen darf. Zwei gufseiserne, im Querschnitt doppelt T-förmig gestaltete Sparren *a* verbinden sich in ihrem Zusammenstofs im First zu einem festen Punkte, während ihre Fufsenden durch eine horizontale Zugstange unverrückbar erhalten werden; in ihrer Mitte ist die letztere durch eine Rundstange an den Firstpunkt aufgehängt. Da bei der geringen Neigung der Sparren ein leichtes Deckmaterial vorausgesetzt worden, und da ihre Länge überdies kaum mehr als 2m5 beträgt, so sollen dieselben zwischen ihren Endpunkten ohne weitere Unterstützung bleiben. Eine in die Mitte der Zugstange eingelegte Kuppelung gestattet ein nachträgliches Anspannen derselben.

Die Höhe der Sparren ist auf 15 bis 20 und die Stärke der Rippen durchschnittlich auf 1,5 bis 2 Centim. anzunehmen. Die Sparren aus mehreren Stücken

Fig. 770.



Fig. 771.



zusammenzusetzen und zu verschrauben, wäre nicht zweckmäfsig, da die Schrauben in solchem Falle zu sehr auf Abscheeren in Anspruch genommen werden.

Was zunächst die Verbindung des Sparrenfufses mit der Zugstange anbetrifft, so ist diese bei gufseisernen Dächern insofern erleichtert, als es hierzu eines besonders gegossenen Schuhes nicht nothwendig bedarf. Es kann vielmehr das Fufsende des Sparrens eine solche Form erhalten, dafs eine directe Verbindung möglich ist. Die vertikale Rippe desselben wird zu diesem Zweck an beiden Enden muffenartig erweitert und in ihrem Innern mit einer cylindrischen Oeffnung versehen, durch welche die 2 bis 2,5 Centim. starke Zugstange hindurchgreift; beide Enden derselben sind mit dem Sparrenfufs fest zu verschrauben.

Fig. 772 u. 773.



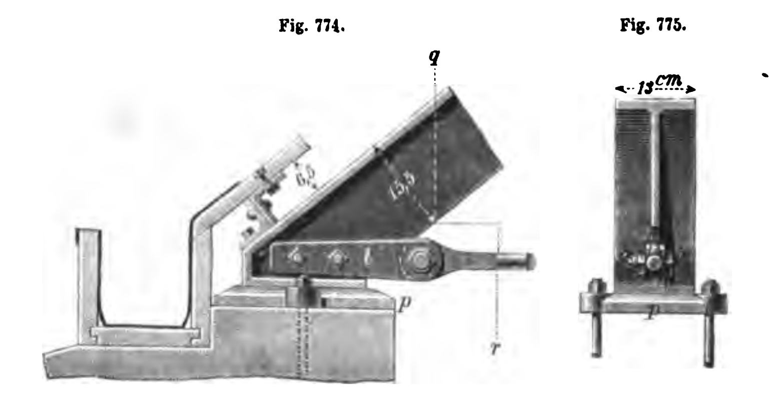
Die Figuren 770 und 771, letztere im Durchschnitt nach der Linie *mn*, zeigen diese Verbindung im Detail.

Es wäre hierbei besonders hervorzuheben, dafs die Richtungen derjenigen drei Kräfte, welche im Auflagerende eines Dachgebindes im Gleichgewicht sind — die hier auftretende Reaction, die Pressung im Sparren, und die

Spannung in der Zugstange — sich stets in einem Punkte schneiden müssen. Mit Rücksicht hierauf wird die Mittellinie des Sparrens mit der der Zugstange in einem Punkte zu vereinigen sein, der über der Mitte des Auflagers, d. h. im Angriffspunkte der Resultirenden aller hier vorhandenen Druckkräfte liegt. Diese Bedingung trifft bei Fig. 770 zu. Wenn anderen Falls ein gufseiserner Schuh in Anwendung kommen und der Querschnitt des Sparrens die einfache T-Form erhalten soll, so vereinfacht sich die Verbindung in der Weise, wie dies aus den Figuren 772 und 773 hervorgeht. Die Seitenwände des Schuhes werden nämlich gabelförmig von einer Schiene g umfafst, mit deren Querwand die Zugstange zu verschrauben ist. Die letztere liegt hier nicht horizontal, sondern sie verfolgt eine etwas aufsteigende Richtung; in solchem Falle gewinnt dann allerdings die mittlere vertikale Hängestange eine gröfsere Bedeutung. Die Höhe des Sparrens soll im vorliegenden Falle nur 10 Centim. betragen, — wohl die geringste Dimension, welche noch zulässig erscheint.

Die Figuren 774 und 775, letztere im Durchschnitt nach der gebrochenen Linie qr, zeigen endlich noch eine, mittelst der Doppellaschen l herzu-

Fig. 774. Fig. 775.



stellende Verbindung der Zugstange mit dem Fufs des Sparrens, wobei für den letzteren ebenfalls eine einfache T-Form zu Grunde gelegt worden. So ungünstig diese freilich hinsichtlich der Tragfähigkeit eines gufseisernen Balkens erscheint, so würde dies unter den gegebenen Verhältnissen doch um so weniger zu Bedenken Veranlassung geben, als die Inanspruchnahme des Sparrens nur eine geringe ist, und gerade diese Form eine leichte Verbindung mit den sich anschliefsenden Constructionstheilen gestattet. Eine Verbreiterung des Auflagers erfolgt durch die in der Länge desselben horizontal durchgeführte Oberflansche, welche ohne weitere Befestigung auf der möglichst glatt zu bearbeitenden Auflagerplatte p aufruht; letztere wird durch 2 Bolzen mit dem Mauerwerk verankert.

Von grofser Wichtigkeit für die Unverschiebbarkeit der Dachbinder sind die, in der Längenrichtung des Gebäudes parallel durchlaufenden Fetten. Dieselben haben eine doppelte Function: sie dienen theils zur Unterstützung des Deckmaterials, theils zur Aussteifung der Bindersparren, die vor Durchbiegung nach der Seite sicher gestellt werden müssen. Diesen letzteren Zweck erreicht man am besten dadurch, dafs die Fetten nicht auf die Sparren gelegt, sondern seitwärts mit diesen verbunden werden, so dafs sie sich an

die gedrückte Flansche derselben unmittelbar anschliefsen. Andererseits ist hiermit freilich der Nachtheil verknüpft, dafs die durch Temperatureinflüsse hervorgerufene Längenveränderung der Fetten nicht in ihren Einzelstücken zur Ausgleichung gelangt, sondern durch die ganze Länge des Daches durchgreifend wirkt, — ein Uebelstand, der bei kurzen Dachflächen ohne Bedeutung ist, bei langen Dächern dagegen nachtheilige Schwankungen in den Giebelmauern zur Folge hat; in solchem Falle dürfte es sich empfehlen, die letzten, an die Giebelmauern sich anlegenden Bindersparren mit diesen zu verankern, damit sie dadurch an Stabilität gewinnen.

Fig. 776.

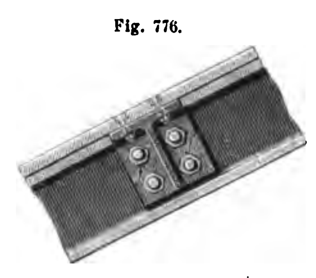
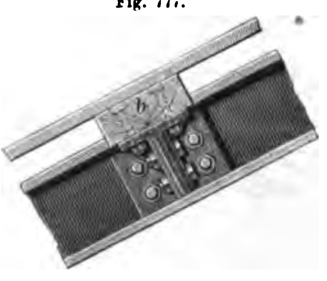


Fig. 776 zeigt nun in gröfserem Mafsstabe den Anschlufs einer Fette, die ebenfalls aus Gufseisen bestehen soll, an die Bindersparren. Eine feste Verbindung läfst sich am einfachsten dadurch ermöglichen, dafs man die Fetten an beiden Enden mit einer Umkröpfung, und zugleich mit den abwärts geführten Flanschen *ff* versieht, die mit der Vertikalrippe des Sparrens verschraubt werden. Die behufs Eindeckung mit Schiefer oder mit glattem Zinkblech erforderlichen Schalbretter liegen hier unmittelbar auf den Fetten, wo sie durch Schrauben mit vertieft eingelassenen Köpfen ihre Befestigung erhalten. Die Entfernung der Fetten von einander kann im vorliegenden Falle etwa 90 Centim. betragen.

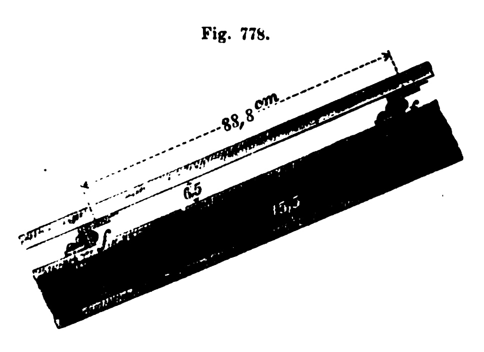
Fig. 777.



Bei dem in Fig. 777 dargestellten Anschlufs derselben an den Sparren soll die feste Verbindung beider Theile durch zwei Winkeleisen bewirkt werden. Die Dachschalung ruht dabei nicht unmittelbar auf den Fetten, sondern auf den mit den letzteren verschraubten, ca. 5^{cm} starken Bohlen *b*; dieselben tragen wesentlich dazu bei, die Schalung von dem Eisenwerk zu isoliren und sie dadurch allen vermehrten Temperatureinflüssen möglichst zu entziehen.

In Fig. 778 sind die Fetten *ff* aus Schmiedeeisen und zwar in Winkelform gedacht; sie liegen in diesem Falle auf den Sparren, und erhalten durch kleine Eckeisen ihre Befestigung. Wenn dabei, wie hier vorausgesetzt, als Deckmaterial ein gewelltes Zinkblech in Anwendung kommen soll, so ist die Dachschalung entbehrlich; bei der grofsen Steifigkeit solcher Bleche (Zink No. 13) genügt es vielmehr, dieselben aufser an beiden Enden nur noch einmal in ihrer Mitte zu unterstützen, damit sie vor Verkrümmungen sicher gestellt werden. Die Bleche sind gewöhnlich $1^{m}88$ lang, $0^{m}95$ breit, und erhalten nach der Länge durchgreifende, 2,5 bis 4 Centim. tiefe Wellen. Da dieselben sich wenigstens 6,5 Centim. weit überdecken müssen, so ergiebt sich bei der angegebenen Länge von $1^{m}88$

Fig. 778.



eine Fettentheilung von 88,8 Centim. Die Befestigung der Bleche auf den Fetten erfolgt durch Blechstreifen, die an die Unterfläche der ersteren angelöthet und auf die Schenkel der letzteren aufgestreift werden.

Es wurde bereits oben bemerkt, dafs die Aussteifung der Dachbinder durch Fetten, die sich nicht seitwärts an sie anschliefsen, sondern, wie in dem zuletzt gedachten Falle, über ihre obere Flansche fortgreifen, bei einer gröfseren Belastung nicht ausreichend ist; es tritt alsdann die Nothwendigkeit ein, sie gegen seitliches Durchbiegen — eine Tendenz, die namentlich bei ungleichmäfsiger Belastung vorhanden ist — noch besonders sicher zu stellen. Dies geschieht am einfachsten durch schmiedeeiserne, in ganzer Länge des zu überdeckenden Raumes durchgreifende Kreuzbänder, die in der Dachfläche zwischen den Bindersparren liegen und diese in diagonaler Richtung von der Firstlinie bis zur Traufe verspannen.

Fig. 779.

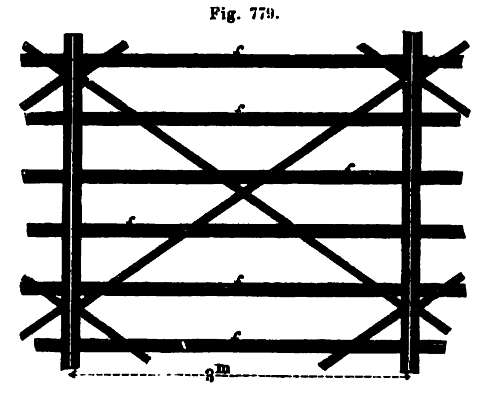


Fig. 779 zeigt einen Theil dieser Bänder im Längendurchschnitt des Gebäudes, von Innen gesehen. Dieselben sind namentlich bei schmiedeeisernen Dächern von grofser Wichtigkeit, da die hierbei auftretenden geringeren Querschnittsdimensionen der Sparren eine seitliche Bewegung derselben begünstigen. Aber auch bei gufseisernen Dächern, besonders bei steiler Form und schwerem Deckmaterial, werden jene Bänder kaum zu entbehren sein.

Der Stofs der Winkel-Fetten *ff* findet in der Regel auf den Bindersparren statt; doch fehlt es nicht an Beispielen, bei denen solcher auch zwischen den letzteren liegt. Um dabei die durch Temperatureinflüsse entstehenden Ungleichheiten in ihrer Länge auszugleichen, ist es vortheilhaft, zwischen den gestofsenen und verlaschten Enden einen kleinen Zwischenraum zu lassen; auch befestigt man sie häufig durch Schrauben, die in elliptisch gestaltete Löcher eingreifen und nur lose aufgesetzt werden.

Bei der Construction eines festen Zusammenstofses der Sparren im First ist auf verschiedene Punkte Rücksicht zu nehmen: zunächst auf eine unverschiebbare Verbindung der Sparrenköpfe untereinander, dann auf die nothwendige Befestigung der Vertikalstange, und endlich auf die Unterstützung der Firstfette, welche zur Längenverbindung, sowie als Auflager des im First durchlaufenden Langholzes dient. Dieser dreifachen Forderung genügt die in Fig. 780 dargestellte Construction. Zwei Vertikalplatten decken den Stofs der Sparren und treten unterhalb derselben so weit vor, dafs zwischen ihnen das Kopfende der Rundstange ausreichenden Platz zur Befestigung findet. Zum Endauflager der schmiedeeisernen Firstfette dienen Winkel, deren vertikale Schenkel an die Kuppelplatten angelegt und mit diesen verschraubt werden. Auf der Fette ruht ein starker hölzerner Leisten, dessen Befestigung auf der Oberflansche durch Holzschrauben erfolgt. Das Zinkblech beider Dachflächen greift über den Leisten fort, wobei die vertieft eingelegten und verzinnten Köpfe der Nägel durch das darüber liegende Blech gedeckt werden.

Aus Fig. 781 ist ein Vertikalschnitt dieser Verbindung nach der Linie *ab* ersichtlich.

Fig. 780.

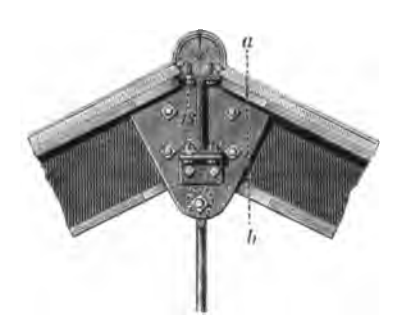
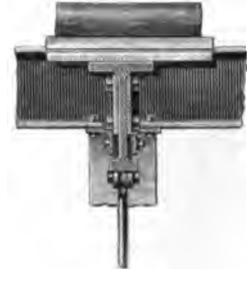


Fig. 781.

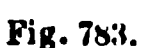


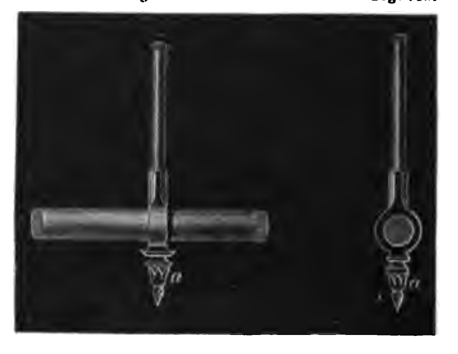


Um der Zugstange in ihrer Mitte einen Aufhängepunkt zu verschaffen, ist eine Vertikalstange angeordnet; im vorliegenden — wie in jedem ähnlichen — Falle ist sie jedoch fast ganz entbehrlich, da die Verbindungsstelle beider keinen Lastpunkt repräsentirt und die Zugstange, in Folge ihrer permanenten Spannung wohl schwerlich die Form einer Kettenlinie annehmen kann.

Die einfachste Verbindung beider Stangen geht aus den Figuren 782 und 783 hervor. Das untere Ende der Vertikalen wird dabei mit einer Durchbohrung versehen, durch welche die Zugstange genau passend hindurchgreift. Der Zapfen *a* hat nur einen decorativen Zweck; derselbe wird entweder angelöthet, oder an der betreffenden Stelle aufgeschraubt.

Fig. 782. Fig. 783.





Von grofser Wichtigkeit ist es, die Zugstange nach Bedürfnifs anziehen und von Neuem nachschrauben zu können, damit die Verbindung, mit Rücksicht auf die elastischen Längenveränderungen des Materials, in einer dauernden und gleichmäfsigen Spannung erhalten bleibe. Zu diesem Zweck bedient man sich gewöhnlich eines »Schlosses« oder einer »Muffe« (Kuppelung).

Fig. 784.

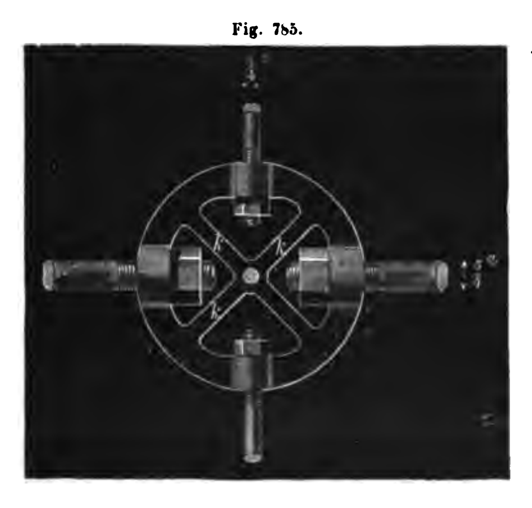


Die einfachste Form eines Schlosses ist aus Fig. 784 ersichtlich. Die durchlochten Seitenwände desselben sind mit eingebohrten Gewinden versehen, in welche die Zugstangenenden eingreifen; durch Schrauben, die im Innern des Schlosses auf die letzteren aufgesetzt werden, ist man leicht im Stande, die gewünschte Spannung hervorzurufen. Um dabei das Aufhängen des Schlosses zu ermöglichen, versieht man dasselbe mit einem Querarm *s*, mit dem sich die Hängestange verbindet. Die Länge des Schlosses beträgt mindestens 15 bis 18, auch wohl 25 Centim. und darüber. Da dasselbe häufig eine bedeutende Zugspannung erleidet, so ist auf eine ausreichende Querschnittsdimension, nament-

lich im Angriffspunkte der Zugstangen, gebührend Rücksicht zu nehmen; an dieser Stelle ist daher eine Verstärkung der Seitenwände nothwendig.

Tritt ferner das Bedürfnifs nach einer besseren Längenverspannung unter den Bindern hervor, so ordnet man, parallel zur Längenachse des Raumes, durchlaufende Rundstangen an, die ebenfalls mit dem Schlofs verschraubt werden. In diesem Falle erhält dann das letztere, wie aus Fig. 785 ersichtlich, eine kreisrunde Form mit mittleren Kreuzarmen *kk*, die das Aufhängen des Schlosses vermitteln.

Fig. 785.



Eine etwas abweichende Form des Schlosses, wie sie in den Figuren 786 und 787 dargestellt worden, findet ebenfalls eine häufige Anwendung. Die beiden längeren prismatischen Seitenwände haben hier zwei, in einer scharfen Kante sich schneidende Aufsenflächen, während den kürzeren durchlochten Querwänden, wie oben, eine entsprechende Verstärkung zu Theil wird. Das Aufhängen des Schlosses erfolgt hier durch das Hängeeisen *e* mittelst des untergelegten Bandes *b*.

Fig. 786.

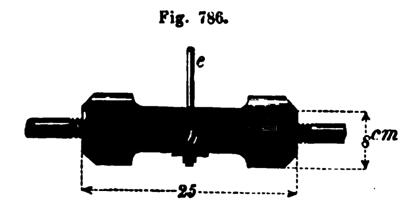
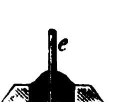


Fig. 787.



Sehr häufig geschieht das Anschrauben der Zugstange direct durch das Schlofs selbst; die Seitenwände werden alsdann, ebenso wie die Stangenenden, mit Links- und Rechtsgewinden versehen, so dafs sich durch Umdrehen desselben beide Theile zugleich »anholen« lassen. Aus den Figuren 788 (Horizontalprojection) und 789, letztere im Durchschnitt nach der Linie *mn*, ist die Construction dieses Spannschlosses deutlich erkennbar; die dabei hineingeschriebenen Dimensionen sind ziemlich als die kleinsten, noch zulässigen Mafse zu betrachten.

Fig. 788.

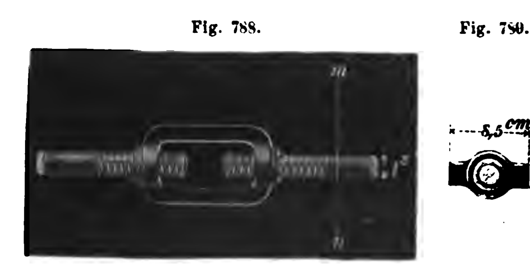


Fig. 789.

5,5cm
2,5

Ein ähnliches, in den einzelnen Dimensionen jedoch gröfseres Schlofs ist in Fig. 790 dargestellt.

Wenn eine derartige Kuppelung nicht offen, sondern ringsum geschlossen und begrenzt ist, so nennt man sie eine Muffe; dieselbe hat entweder die

Form eines Cylinders, oder die eines sechs- resp. achtseitigen Prismas, wobei sie im Innern mit Rechts- und Linksgewinden versehen ist.

Fig. 791 zeigt in vergröfsertem Mafsstabe den Durchschnitt einer Muffe; ihre Länge ist gewöhnlich etwas gröfser, als die eines einfachen Schlosses, während ihre Höhe von dem Durchmesser der Zugstangen abhängt, insofern die Wandstärke der Muffe **mindestens ebenso grofs** sein mufs, wie der Halbmesser jener Stangen. Eine durch die volle, mittlere Querwand hindurchgelegte Vertikale *h*, Fig. 792, gestattet das Aufhängen der Verbindung; mit besserem Vortheil läfst sich hierbei von einem schmiedeeisernen Bande *b* Gebrauch machen, welches um die, in Fig. 793 cylindrisch gedachte Muffe herumgelegt, und mit dem Fufsende der Rundstange verbolzt wird.

Fig. 790.

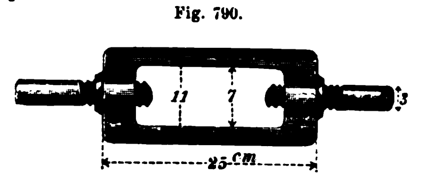


Fig. 791.

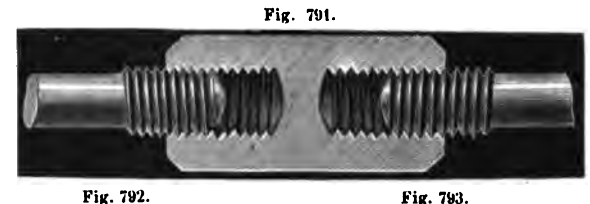


Fig. 792.

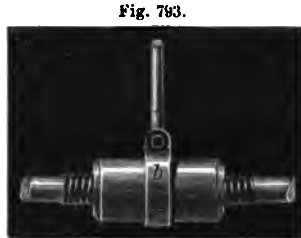
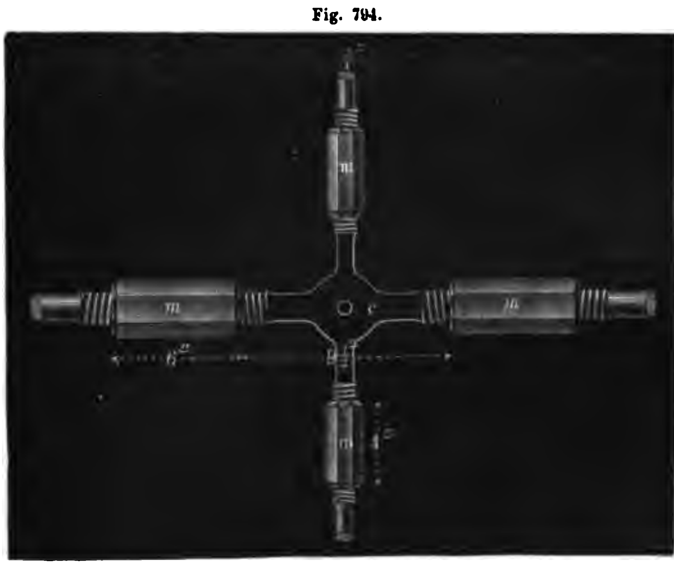


Fig. 793.

Um eine gleichzeitig nach der **Tiefe und Länge** des Raumes angeordnete Stangenverbindung gehörig einzustellen und zu verspannen, bedient man sich zweckmäfsig eines **kreuzförmigen Zwischenstückes** *c*, Fig. 794, auf dessen vier Arme die Muffen *mm* aufgesetzt werden; durch das »Anziehen« **einer** dieser Muffen, oder auch

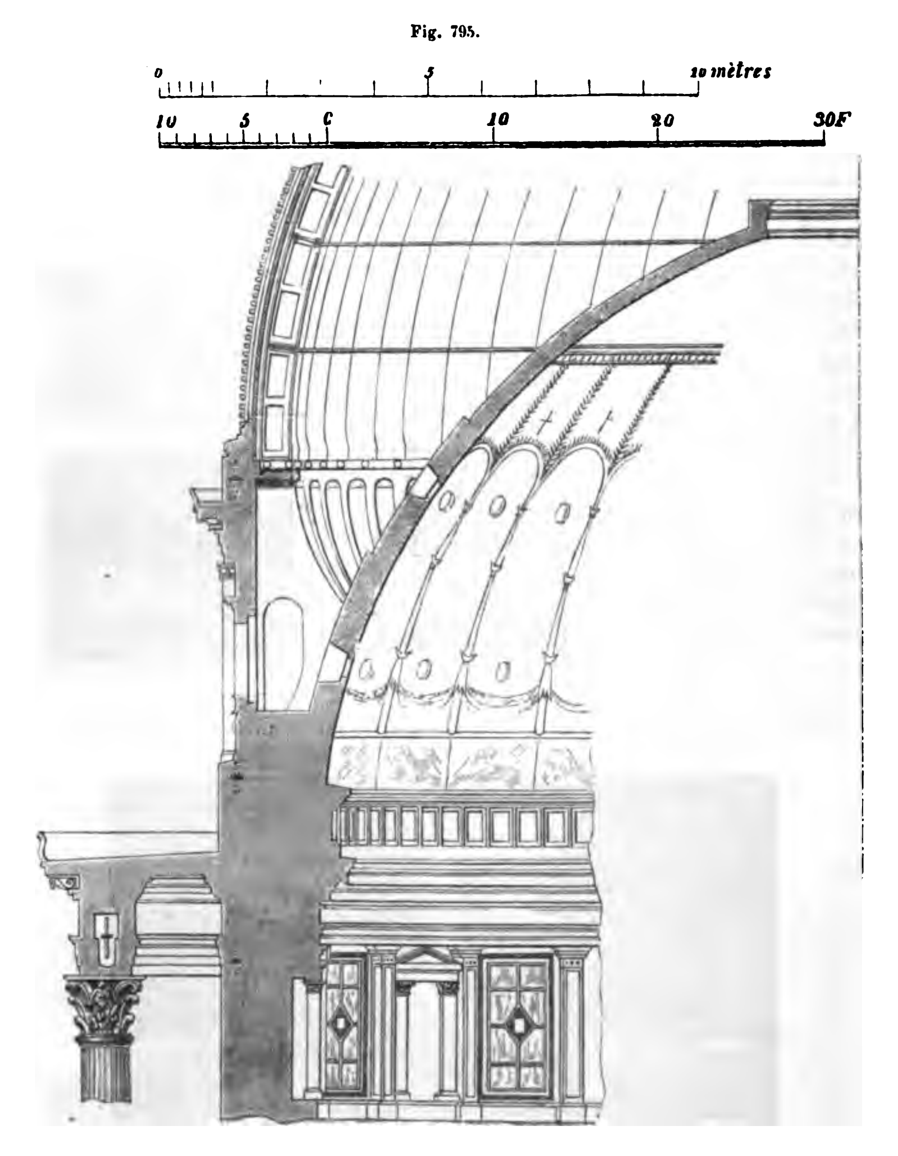
Fig. 794.



aller zugleich, ist man leicht im Stande, die gewünschte Spannung in dem System hervorzurufen.

Wir könnten nach diesen allgemeinen Erörterungen zur Construction der schmiedeeisernen Dächer übergehen, wenn es nicht erwünscht wäre, als weiteres Beispiel noch ein in Kuppelform ausgeführtes Dach hinzuzufügen.

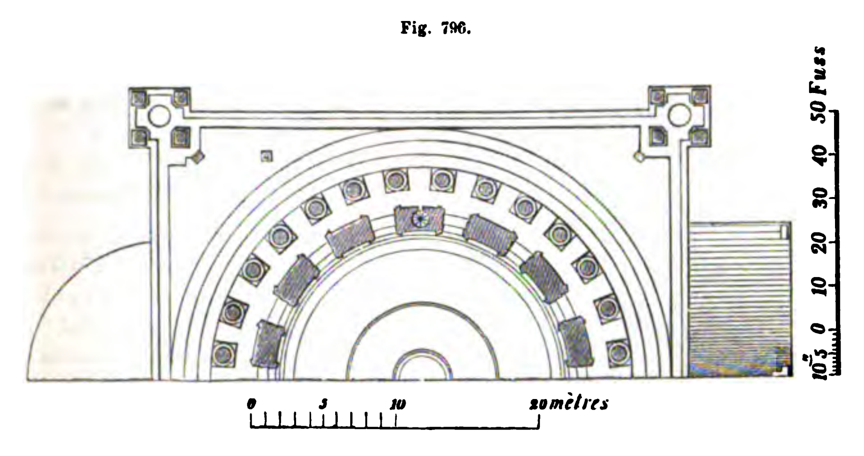
Fig. 795.



Tafel I enthält Durchschnitt und Grundrifs der, ganz aus Gufseisen construirten, Kuppel der Nicolaikirche in Potsdam. Die Construction ist, wie die nachfolgenden Details zeigen, in ihren Einzelheiten sehr schwerfällig ausgeführt, so dafs dadurch die Umfassungsmauern in bedenklichem Mafse belastet werden; es ist nicht zu viel gesagt, wenn wir diese Kuppel und die im Jahre 1863 leicht und elegant aus Schmiedeeisen ausgeführte Kuppel der neuen Synagoge in Berlin als constructive Antipoden bezeichnen.

Des besseren Verständnisses wegen schicken wir Folgendes voran: Der im Juli 1830 nach den Entwürfen Schinkel's in Angriff genommene Bau zeigt im Grundrifs eine quadratische Form, mit 4 in den Ecken aufsteigenden Thürmchen, in denen sich massive Wendeltreppen befinden. Die äufsere Seitenlänge des Quadrats beträgt 117¾', die innere Seitenlänge, d. h. die Spannweite der

Fig. 796.



4 kassettirten Tonnengewölbe, in deren Ecken pendentifs eingewölbt sind, mifst nur 60'; dies ist zugleich der Durchmesser der auf den Zwickeln und den Tonnengewölben aufgeführten Tambourmauer, welche das Widerlager für die massive, oben 1 Stein, unten 2 Stein starke überhöhte Kuppel bildet. In Fig. 795 ist in allgemeinen Umrissen der obere Theil des Querschnitts, und in

Fig. 797.

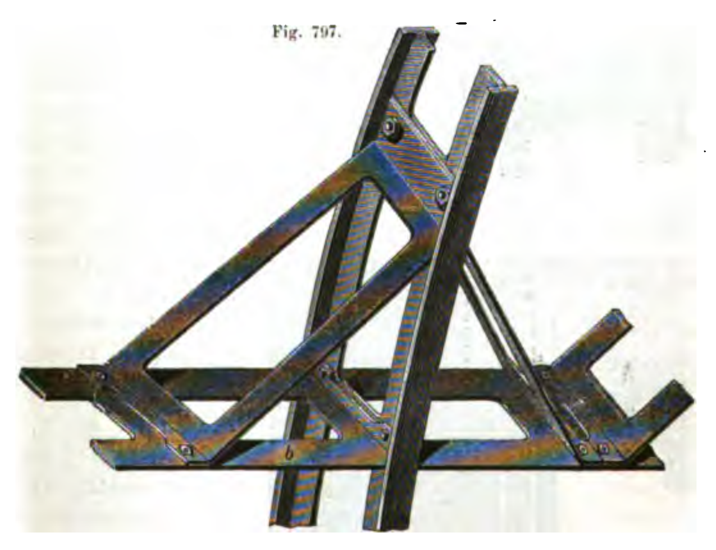


Fig. 796 der durch den unteren Theil des Tambours gelegte Horizontalschnitt dargestellt.

Die Construction der im Jahre 1850 vollendeten eisernen Schutzkuppel ist nach den Mittheilungen, welche hierüber in der Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1852, enthalten sind, folgende: Die Kuppel hat einen unteren Durch-

messer von $72\frac{3}{4}'$ pr.; dieselbe besteht aus 56 durchbrochen gegossenen Rippen, von denen 28 Stück, in einer Länge von je 58', von dem Fufs der Kuppel bis zu dem Schlufsringe reichen; die übrigen 28 sind um $17\frac{1}{4}'$ kürzer und schliessen sich an ihrem oberen Ende mit seitwärts schräg abgehenden Rahmstücken an die längeren Rippen an, wie dies das Detail, Fig. 797, und die beiden auf Tafel I befindlichen Figuren zeigen.

Fig. 798.

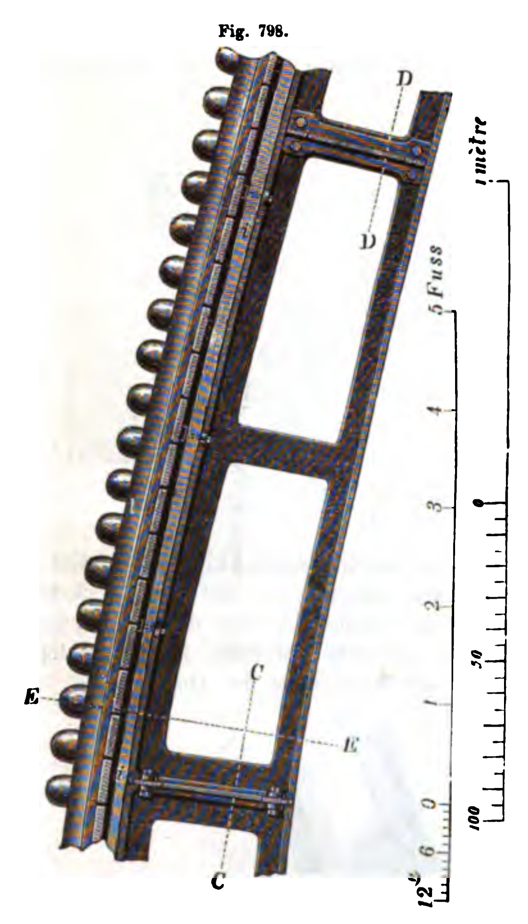
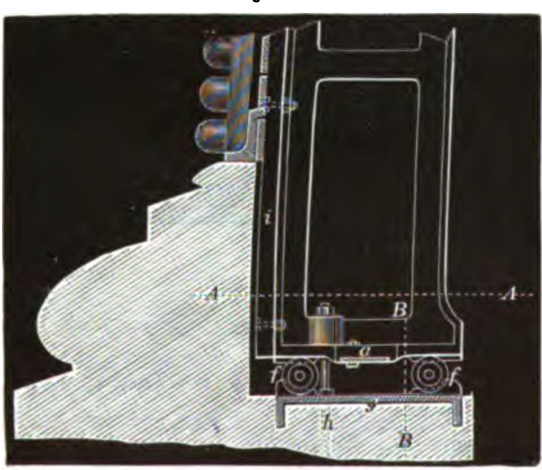


Fig. 799.



Sämmtliche Rippen haben einen doppelt T-förmigen Querschnitt mit excentrischen äufseren und inneren Flanschen, indem die äufseren Kanten einem Halbmesser von $45\frac{5}{24}'$ und die inneren einem Halbmesser von $44\frac{7}{24}'$ angehören. Unterhalb werden die Rippen durch einen flachliegenden, schmiedeeisernen Ring *a* von 6″ Breite und $\frac{3}{4}''$ Stärke, weiter oben aber durch 7 übereinander befindliche gufseiserne Kränze *bb* verbunden, die eine solche Lage haben, dafs sie verlängert sich sämmtlich in einem Punkte der Umdrehungsachse schneiden. An ihrem oberen Ende lehnen sich die 28 längeren Rippen an einen, aus einem Stück gegossenen Schlufskranz von $6\frac{5}{8}'$ lichtem Durchmesser.

Jede der 28 längeren Rippen ist aus 4, jede der kürzeren aus 3 Stücken zusammengesetzt, wobei an den Verbindungsstellen eine Verwechselung der Stöfse stattfindet. Hierdurch ist zugleich die Länge der einzelnen Stükke der horizontalen Verbindungskränze *bb*.. bedingt, indem diese bei *c* und *d* zwischen

den Stöfsen durchlaufen, bei *e* aber, wo kein Stofs der Rippen vorhanden, seitwärts an diese mittelst angegossener Flanschen festgeschraubt sind. Die Fig. 798 giebt das Detail dieser Verbindung und Fig. 799 das Fufsende einer Rippe.

Fig. 800.



Fig. 801.

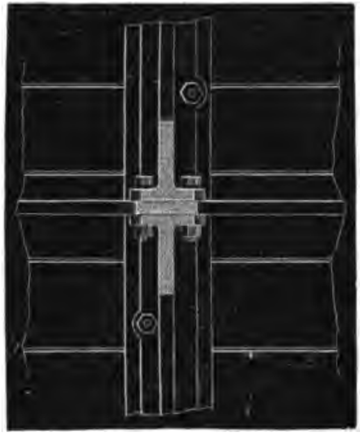


Fig. 803.

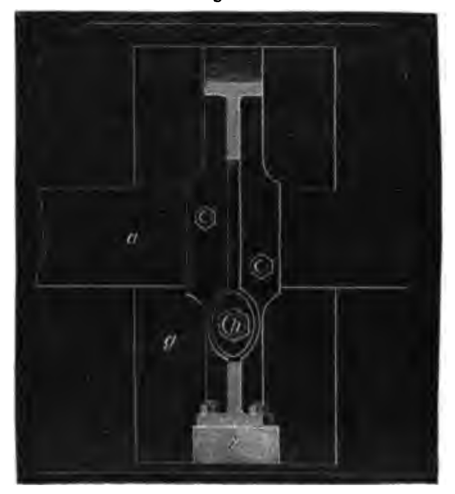


Fig. 802.



In Fig. 800 ist ferner eine Horizontalprojection nach der Linie *EE*, und in den Figuren 801 und 802 sind Durchschnitte nach den Linien *CC* und *DD* dargestellt. Die nach erfolgter Zusammenfügung aller Theile der Construction noch verbliebenen offenen Fugen wurden mit Zink ausgegossen und ist hierdurch, sowie durch eine tüchtige Verschraubung, das Kuppelgerippe zu einem fest geschlossenen Ganzen verbunden.

Damit die unvermeidlichen, durch Temperaturwechsel hervorgerufenen Dimensionsveränderungen ohne Nachtheil vor sich gehen können, ist der ganze Kuppelverband auf Rollen *ff*, vergl. Fig. 799 und den nach der Linie *BB*

gelegten Durchschnitt, Fig. 805, gestellt, welche auf den darunter befindlichen Fufsplatten *gg* eine Bewegung in centraler Richtung insoweit zulassen, als solche voraussichtlich überhaupt stattfinden kann. Einer etwaigen Verschiebung der ganzen Kuppel auf den Rollen ist dadurch vorgebeugt, dafs an jenen Platten hervorragende Knaggen angegossen sind, so dafs zwischen diesen und den Rollen nur ein Spielraum von etwa $\frac{3}{8}$″ verbleibt.

Zur Sicherstellung der Kuppel gegen heftige Stürme wird jede Rippe durch einen tief in das Mauerwerk reichenden Bolzen *h*, vergl. die nach der Linie *AA* gelegte Horizontalprojection, Fig. 803, auf ihrer Basis festgehalten. Die zugehörigen Bolzenlöcher in den Rippen sind länglich geformt und lassen daher eine kleine, durch Temperaturwechsel veranlafste Bewegung zu; auch sind aus diesem Grunde die Muttern der Bolzen *h* nur lose mit der Hand aufgeschraubt. Die Verbindung der Rippen mit dem oberen Schlufskranze geht aus Fig. 804 hervor.

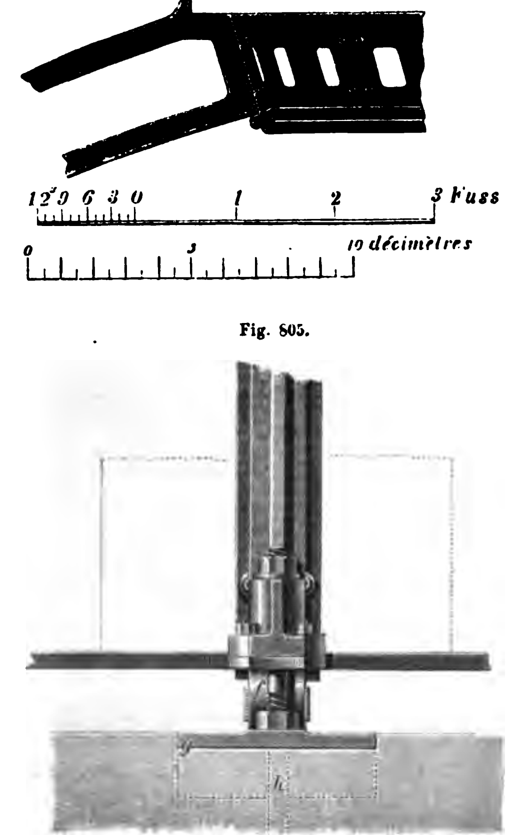


Fig. 804.

Fig. 805.

Die Eindeckung der Kuppel ist mit gewalztem, 1$\frac{1}{4}$ ℔. pro. Quadratfufs schwerem Kupferblech auf untergelegter Bretterschalung bewirkt. Um letztere anbringen zu können, sind auf der äufseren Seite der Rippen 5″ breite und 2″ starke Dielenstreifen *ii* aufgeschraubt, und hierauf die Bretter in horizontaler Lage mit 1$\frac{1}{4}$zölligen Fugen und gehöriger Verwechselung der Stöfse durch Holzschrauben befestigt. Die Verschalung besteht in dem unteren Theile der Kuppel aus 5$\frac{3}{4}$″, in dem oberen aus 3$\frac{3}{4}$″ breiten, durchgängig $\frac{7}{8}$″ starken Brettern, welche auf beiden Seiten gehobelt sind. Die Länge derselben ist so bemessen, dafs ein Brett über 4 Rippenfelder reicht. Um die Schalung mit genau horizontal laufenden Fugen durchzuführen, ist die halbe Bogenlinie der Kuppelsparren von 52′ Länge in 26 gleiche Theile von 2′ Länge getheilt, jeder dieser Theile als ein abgekürzter Kegel betrachtet und den Brettern die entsprechende Form des abgewickelten Kegelmantels gegeben worden. Ungeachtet der gleichen Stärke derselben und der geringen Entfernung der Rippen von einander, gelang das Anbiegen der ersteren an diese Rippen nicht überall vollständig, so dafs kleine Unebenheiten in der Oberfläche der Verschalung entstanden. Diesem Uebelstande ist nun dadurch abgeholfen, dafs man, je zwischen zwei Rippen, an der inneren Seite eine aufsteigende Latte *k*, Fig. 800,

anbrachte, an welche die Bretter nochmals durch Nägel tüchtig angezogen werden konnten, so dafs sie jetzt alle in der Aufsenfläche bündig lagen.

Die im Aeufsern der Kuppel aufsteigenden 28 Gurtstreifen *ll* sind aus getriebenem Kupfer gefertigt und mit einem, ihrer Form entsprechenden Holzfutter, welches auf der Verschalung befestigt ist, versehen worden.

Eine wesentliche Verzierung haben die Gurtstreifen durch die darauf angelötheten Perlen erhalten; dieselben sind nach 19, in ihrer Gröfse verschiedenen Formen auf der Drehbank aus Kupfer geprefst.

Jeder Gurtstreifen enthält 130 Stück, mithin waren für die ganze Kuppel 3640 Stück erforderlich.

Die auf den Scheitel der Kuppel aufgesetzte Spitze zeigt eine sehr einfache Form und besteht der Hauptsache nach aus einem Fufsringe *m* von $8\frac{1}{4}'$ Lichtweite, 3″ Breite und $\frac{5}{8}''$ Stärke, aus 14 Stäben *nn*, 3″ breit, $\frac{5}{8}''$ stark, aus horizontalen Verbindungsringen *o* von 2″ Breite und $\frac{1}{4}''$ Stärke und aus den Bändern *p* von $1\frac{1}{2}''$ Breite, $\frac{1}{4}''$ Stärke. Alle diese Verbandstücke bestehen aus Schmiedeeisen.

Die stufenförmige Basis des Scheitels wird durch 14 gufseiserne Knaggen *q*, welche auf die Rippen der Kuppel aufgeschraubt sind, gebildet. Weiter oben sind schmiedeeiserne Knaggen *r* seitwärts an die Sparren angeschraubt und durch aufserhalb herumgreifende schmiedeeiserne Ringe verbunden worden. Die äufsere Bekleidung der Spitze, so wie alle daran befindlichen Gliederungen, Gesimse und Ornamente, so wie die Kugel und das Kreuz, welche das Ganze bekrönen, sind aus getriebenem Kupfer gefertigt, die 7 oben aufgestellten Karyatiden aber aus Zink gegossen.

Das Gesammtgewicht des Eisenwerks der Kuppel und der Spitze beträgt 1250 Ctr., und die Kosten beider beliefen sich auf etwas über 100000 Mark. —

B. Schmiedeeiserne Dächer.

Der grofse Vortheil der schmiedeeisernen Dächer liegt hauptsächlich in der Natur und Beschaffenheit des Schmiedeeisens selbst, und in allen denjenigen Vorzügen, welche dieses Material gegen das Gufseisen auszeichnen. Diese trefflichen Eigenschaften sichern demselben besonders für Dachconstructionen eine um so ausgedehntere und umfassendere Anwendung, als kein anderes Material in demselben Mafse die Fähigkeit besitzt, sowohl gegen Zug- wie gegen Druckkräfte mit Sicherheit und auf die Dauer Widerstand zu leisten. Rechnen wir hierzu die überaus grofse Dehnbarkeit des Schmiedeeisens, vermöge deren durch die Operation des Walzens und Hämmerns jedes Winkel- oder T-Eisen in den kleinsten Querschnittsdimensionen, sowie jedes gewünschte Format von Blechen leicht herzustellen ist, berücksichtigen wir ferner die selbst bei den gröfsten Spannweiten verhältnifsmäfsig immer noch leicht und zierlich auszuführende Construction von Dächern aus Schmiedeeisen, so ist es aus diesen Gründen wohl leicht erklärlich, dafs dieses Material in neuester Zeit zu allen namhaften Bauten in England, Frankreich und auch grofsentheils schon in Deutschland entweder ausschliefslich, oder prädominirend in rationeller Verbindung mit Gufseifsen zur Anwendung gekommen ist.

Was die Construction dieser Dächer anbelangt, so wäre zunächst zu bemerken, dafs diese von der der hölzernen Dächer insofern wesentlich ver-

schieden ist, als stehende oder liegende Dachstühle zur Unterstützung der Bindersparren niemals vorkommen, indem solche in der Regel durch Dreieckssysteme ersetzt werden, innerhalb deren die einzelnen Verbandstücke nur Zug- und Druckkräften zu widerstehen haben. Hieraus ergiebt sich schon von selbst, daſs in Ermangelung ausreichender Querverbindung eine Tendenz zum Ausweichen des Sparrenfuſses hier in höherem Grade, als bei hölzernen Dächern vorhanden ist, da die Kehlbalken, resp. die Zangen der letzteren, nicht allein zur directen Unterstützung der Sparren dienen, sondern besonders auch den Zweck haben, den Horizontalschub des ganzen Sparrwerks möglichst zu verringern. Um so mehr tritt daher bei schmiedeeisernen Dächern die Nothwendigkeit hervor, den Sparrenschub durch ein reguläres Zugstangensystem aufzunehmen und für die Umfassungsmauern des Gebäudes unschädlich zu machen. Diese Stangenverbindung kommt etweder horizontal, oder geneigt, oder in gebrochener Form zur Anwendung.

In den eben erwähnten, zu einem System combinirten Dreiecken, welche zur Aussteifung der Sparren in der vertikalen Ebene dienen, tritt eine Seite derselben stets als Strebe auf. Die Zahl dieser letzteren hängt von der Höhe und dem Deckmaterial des Daches, besonders aber von der Spannweite des Gebäudes ab. Indem dieselben sich an ihrem oberen Ende mit den Sparren fest verbinden, führen sie die an dieser Stelle vorhandene Belastung des Daches auf den unteren Fuſs- resp. Befestigungspunkt mit der Zugstange zurück, woraus sich für denselben die Nothwendigkeit ergiebt, ihn durch ein vertikales oder geneigtes Zugband wieder zu entlasten. Auf solche Weise entsteht eine Decentralisirung des ganzen Systems, indem es sich in feste und unverschiebbare Dreiecke auflöst, die keinen Schub auf die Umfassungsmauern gestatten, unter deren Einwirkung vielmehr nur eine vertikale Belastung derselben erfolgen kann.

Ein wesentliches Postulat für die Unverschiebbarkeit des ganzen Stangensystems ist eine durchlaufende Längenverbindung. Wenn die Anordnung derselben bei hölzernen Constructionen mit Rücksicht auf die vorhandenen Stiele und Rahmstücke, die nur durch Kopfbänder zu verbinden sind, in hohem Grade erleichtert ist, so läſst sich bei eisernen Dächern, denen diese Constructionstheile fehlen, der gewünschte Zweck theils durch etwaige Fetten, am wirksamsten aber dadurch erreichen, daſs man zwischen die einzelnen Bindersparren nach der Länge des Gebäudes eine aus Rundstangen bestehende Diagonalverspannung einschiebt und deren Endpunkte mit den Knotenpunkten der Construction in eine feste Verbindung bringt. Behufs seitlicher Aussteifung des gedrückten Theils eines Bindersparrens ordnet man auſserdem Kreuzbänder in Flacheisenform an, die, in der Dachfläche liegend, bei tiefen Dächern in mehrfachen Reihen von der Firstlinie nach der Traufe durchgreifen.

Die in dieser Weise zu einem unverschiebbaren System zusammengesetzten Verbandstücke erleiden nach eingetretener Belastung des Daches eine verschiedene Inanspruchnahme: Sämmtliche Zug- und Hängestangen haben absolut, d. h. einem Angriff auf Zerreiſsen, sämmtliche Streben rückwirkend gegen Zerdrücken Widerstand zu leisten, während die Sparren in doppelter Art, nämlich relativ auf Bruch und rückwirkend auf Zerdrücken, resp. Zerknicken in Anspruch genommen werden; dem entsprechend würde man die Stangenverbindung aus Schmiedeeisen, die Streben aus Guſs- oder Schmiedeeisen, die Sparren vortheilhafter aus Schmiedeeisen, als aus

Gufseisen zu construiren haben. Die Schuhe, Muffen etc. bestehen immer aus Gufseisen. —

1) Satteldächer.

Es ist dies die für schmiedeeiserne Dächer gewöhnlichste Form. Pult- und Walmdächer, wie sie wohl bei Dächern aus Holz häufig sind, kommen bei Anwendung von Eisen nur seltener vor, weshalb wir uns auch nur gelegentlich mit ihnen beschäftigen werden; ihre Construction bietet überdies keine Schwierigkeit dar, wenn man sich mit der der Satteldächer bekannt gemacht hat.

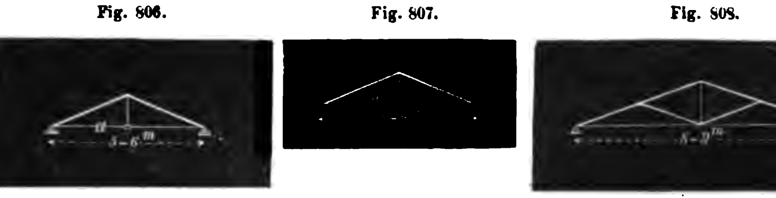
Die in dieser Form ausgeführten Dächer treten in der Regel als Fettendächer auf, insofern man in bestimmten Abständen von einander einzelne Bindersparren aufstellt und diese nach der Längenrichtung des Gebäudes durch Fetten in Winkel-, oder in T-Form verbindet; die letzteren schliefsen sich entweder seitlich an die Sparren an, oder sie greifen auch über diese fort. Auf ihnen ruhen zuweilen noch Sparren von schwächerem Querschnitt, beispielsweise bei Oberlichten, wo sie als Sprosseneisen die Glastafeln stützen; gewöhnlich aber ordnet man unmittelbar darüber auf untergelegter Holzschalung das Deckmaterial an; besteht dasselbe aus gewelltem Zink- oder Eisenblech, so ist auch die Schalung entbehrlich.

Die Entfernung der Bindersparren von einander hängt von dem Deckmaterial und der daraus sich ergebenden Höhe des Daches ab, hauptsächlich aber von der Achsentheilung der in der Aufsenfront befindlichen Fenster; denn man würde doch nur ausnahmsweise und unter zwingenden Gründen davon Abstand nehmen, die Bindersparren gerade auf die Mitte der Fensterpfeiler zu stellen; es ist dies als das gewöhnliche und allein richtige Theilungsmafs zu betrachten.

Bevor wir auf das Detail der Verbindung näher eingehen, führen wir zunächst in systematischer Reihenfolge die gebräuchlichsten Constructionsprincipe vor, an die wir in Kürze die nothwendigsten Bemerkungen knüpfen.

Bei einem flachen Metalldache, dessen Spannweite über 5 bis 6^m nicht hinausgeht, ist es vollkommen ausreichend, die Fufsenden der Sparren, ohne weitere Unterstützung der letzteren, durch eine Zugstange *a*, Fig. 806, unter-

Fig. 806. Fig. 807. Fig. 808.



einander zu verbinden. Der dadurch entstehende Bindersparren ist einem Balken vergleichbar, der an beiden Enden, den Umfassungsmauern des Gebäudes, frei aufliegt und über einen mittleren Stützpunkt, nämlich den Firstpunkt, mit offener Stofsfuge fortgreift. Die für einen solchen Träger geltenden Gesetze finden unverändert auch hier ihre Anwendung.

Fig. 807 zeigt dieselbe Querschnittsform des Daches, jedoch mit der Abänderung, dafs die Zugstangen von beiden Enden nach der Mitte hin eine schräg aufsteigende Richtung verfolgen. Weit entfernt, hiermit einen Vortheil zu er-

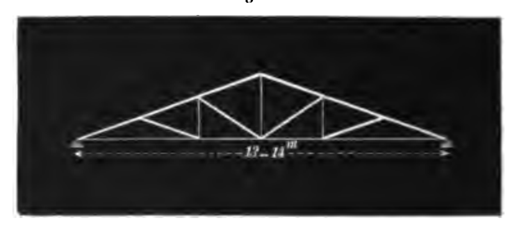
reichen, ist mit dieser Anordnung vielmehr der Nachtheil verknüpft, dafs jene Stangen mit zunehmendem Neigungswinkel eine gröfsere Spannung erleiden, in Folge dessen ihr Querschnitt verstärkt werden mufs. Auch tritt hierbei die mit *b* bezeichnete Vertikale als nothwendiges Verbandstück direct in die Construction ein, während dieselbe im ersten Falle entbehrlich ist.

Wenn die Tiefe des Daches die äufserste Grenze von 5 bis 6^m überschreitet, wird man auf eine Unterstützung der Sparren zwischen ihren freien Auflagern Bedacht nehmen müssen; es erfolgt diese, wie bereits einleitend bemerkt, durch Streben, welche die bei Holz-Constructionen üblichen Stuhlsäulen ersetzen; doch tritt hier ein Unterschied charakteristisch darin hervor, dafs die letzteren auf den Etagenbalken einen schon an sich festen Stützpunkt finden, während die durch die Streben belasteten Punkte der Zugstangen durch anderweitige Stangen zu unterstützen und mit den, im Sparren liegenden Knotenpunkten des Systems zu verbinden sind; hierzu dienen in der Regel Rundstangen, deren Richtung, je nach der Stellung der Streben, eine vertikale oder eine geneigte ist.

Fig. 809.



Fig. 810.



Für den Abstand der Streben von einander läfst sich nur ein Durchschnittsmafs feststellen, da sowohl der Querschnitt der Sparren, wie die Entfernung der Bindermitten hierbei von wesentlichem Einflufs sind; im Allgemeinen kann hierfür eine Weite von 2^m25 bis 2^m5, bei entsprechendem Profil des Sparrens auch unbedingt eine solche von 3^m angenommen werden, wonach sich dann die Zahl der nothwendigen Stützpunkte für denselben nach der jedesmaligen Tiefe des zu überdeckenden Raumes leicht beurtheilen läfst.

Die Figuren 808 und 809 zeigen dementsprechend zwei Querprofile mit beziehungsweise horizontaler und geneigter Zugstange, wobei jeder Sparren in seiner Mitte durch eine Strebe unterstützt wird. Die Fufsenden der letzteren treffen hier mit der Mitte der Zugstange zusammen, weshalb dieser Punkt durch eine Vertikalstange an den Firstpunkt aufzuhängen ist; wie leicht ersichtlich, wird die Spannung dieser Vertikalen in Fig. 809 gröfser als in Fig. 808. Um die gedrückten Constructionstheile von den gezogenen schon äufserlich zu unterscheiden, sind sowohl in diesen, wie in allen nachfolgenden Figuren, die ersteren Verbandstücke durch kräftigere Linien charakterisirt.

Fig. 811.



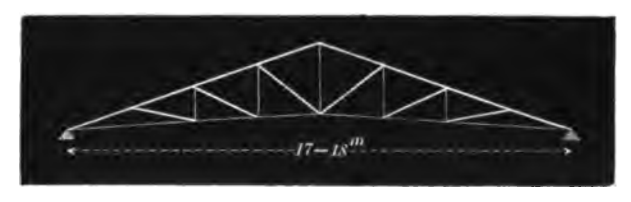
Die fortgesetzte Unterstützung der Sparren durch schräge gestellte Streben, deren Fufsenden stets mit einer vertikalen Rundstange in Verbindung treten, führt auf das englische Dreieckssystem. So stellen die Fig. 810 und 811 eine Dachverbindung dar, die sich am besten für Spannweiten von 13 — 14^m

eignet, obwohl dieselbe unter Umständen auch über dieses Mafs hinaus noch eine vollkommene Sicherheit darbietet.

Bei Tiefen von ca. 17 — 18^{m} würde eine Vermehrung der Verbandstücke im Sinne der Figuren 812 und 813 erforderlich sein; die Zahl der einzulegenden Dreiecke richtet sich hiernach stets nach der Länge des zu unterstützenden Bindersparrens.

Fig. 812.

Fig. 813.



Die Zugstangen können bei allen diesen Constructionen entweder horizontal, oder geneigt, in vorstehenden Figuren aufsteigend, angeordnet werden. Wenn ihre Inanspruchnahme auch allerdings mit der Gröfse dieser Neigung zunimmt, so erreicht man hiermit doch den Vortheil, dafs die Streben mit Rücksicht auf ihre geringere Länge einem Drucke günstiger widerstehen; es dürfte jedoch die Neigung, welche die Stangen gegen die Horizontale erhalten, wohl selten den Winkel von 10⁰ überschreiten.'

In den bisherigen Fällen wurde angenommen, dafs die Streben mit den Sparren unter einem spitzen Winkel zusammentreffen — eine Anordnung, die hinsichtlich der gröfseren, in den ersteren auftretenden Druckspannung eigentlich nicht als vortheilhaft bezeichnet werden kann; ihre günstigste Inanspruchnahme tritt vielmehr bei einer rechtwinklig gegen die Sparren gerichteten Stellung ein, wie sich dies leicht übersehen läfst, wenn man das in dem betreffenden Knotenpunkte zu construirende Parallelogramm der Kräfte in Betracht zieht. Es geht daraus klar hervor, dafs die Druckspannung in den Streben in dem Mafse gröfser wird, als ihr Neigungswinkel sich verringert.

Fig. 814.



Fig. 815.



Bei einer Spannweite von etwa 8 bis 9^{m} wird daher die Construction eines Dachgebindes zweckmäfsiger in der Weise auszuführen sein, wie dies die Fig. 814 veranschaulicht. Diese Verbindung ist um so praktischer, als sich auch die Berechnung der Spannung in den einzelnen Verbandstücken aufserordentlich vereinfacht.

Bei einem höheren Dache, und der daraus entstehenden gröfseren Länge der Streben, würden auch bei diesem Systeme geneigte Zugstangen, vergl. Fig. 815,

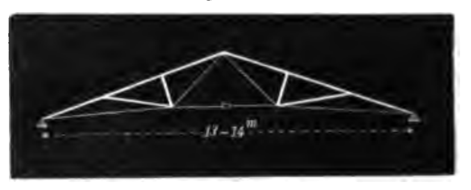
gerechtfertigt erscheinen. Eine augenscheinliche Verbesserung dieser Binderform liefse sich jedoch dadurch erzielen, dafs man die beiden mittleren Zugstangenstücke *ab* und *bc* durch eine horizontale Stange ersetzt; es vermindert sich dabei der Materialaufwand schon aus dem Grunde, weil hiermit die constructive Nothwendigkeit für die mittlere Vertikale fortfällt. Aufserdem stellt sich die Beanspruchung jener Horizontalen kleiner heraus, als die der beiden anderen *ab* und *bc*.

Das in dieser Weise modificirte und in Fig. 816 dargestellte System ist unter dem Namen des »Polonceau'schen« Systems bekannt. Dasselbe ent-

Fig. 816.



Fig. 817.



hält eine, in gebrochener Form angeordnete Zugstange, deren Einzelstücke in ihrem Zusammentreffen mit den übrigen Constructionstheilen zu einem festen Knotenpunkte vereinigt sind. Es wurde dieses System, bei dem freilich die Bindersparren aus Holz bestanden, zuerst von Polonceau zur Ausführung gebracht, und zwar bei mehreren Gebäuden der von Paris nach Versailles führenden Eisenbahn; seitdem finden die in solcher Weise construirten Dachbinder eine sehr häufige Anwendung, besonders bei Spannweiten von 8 bis 9^m und darüber hinaus, selbst bis zu 12^m.

Fig. 818.



Fig. 819.



Sind die Binder bei diesem System in so grofser Entfernung aufgestellt, dafs dies eine erhebliche Mehrbelastung derselben zur Folge hat, so ergiebt sich hieraus die Nothwendigkeit, die Sparren auf je $\frac{1}{2}$ ihrer Länge durch eine Strebe, vergl. Fig. 817, zu unterstützen.

Wie leicht ersichtlich, liegt dem Polonceau'schen System das Princip zweier, durch einfache Armirung verstärkter Träger zu Grunde, die, in schräger Richtung als Bindersparren aufgestellt und mit ihren Kopfenden in directe Verbindung gesetzt, durch eine mittlere, horizontal eingelegte Zugstange unverschiebbar erhalten werden. Diese Binderform, auch aus Fig. 814 abgeleitet, bildet nun das Grundschema zu einer Reihe von anderweitigen Combinationen.

Betrachten wir zunächst die zuletzt erwähnte Figur, und knüpfen wir hieran die Bedingung, dafs die Spannweite des zu überdeckenden Raumes sich auf 13 bis 14^m vergröfsern soll, so ergeben sich bei doppelt aufgestellten Streben die in den Figuren 818 und 819 angedeuteten Constructionen, welche als französische Systeme bekannt sind. Beide unterscheiden sich nur dadurch von

einander, dafs bei einer geneigt angeordneten Zugstange in der letzten Figur noch eine mittlere Vertikalstange hinzutreten mufs.

Bei derselben Tiefe liefse sich auch von einem Dachbinder Gebrauch machen, bei dem jeder Sparren durch zwei gleich lange Streben, Fig. 820, armirt wird. Es entsteht hierbei zugleich eine doppelte Querverbindung, insofern die Fufsenden der correspondirend gegenüber liegenden Streben durch je eine Zugstange zu verbinden sind; die zwischen dieselben eingelegten Diagonalen sichern sie erforderlichen Falls gegen seitliche Bewegung.

Fig. 820.

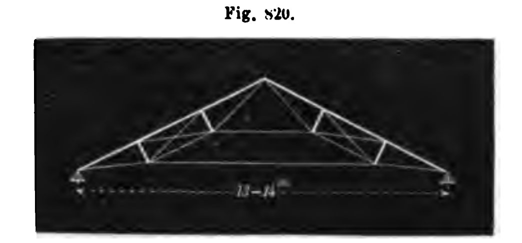
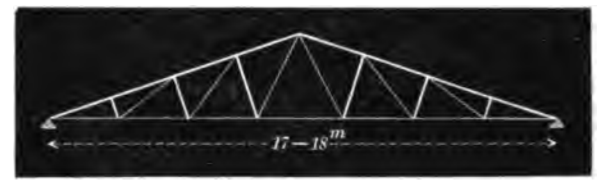


Fig. 821.



Eine Tiefe des zu überdeckenden Raumes von 17 bis 18^m würde in demselben Sinne eine dreimalige Unterstützung der Sparren, vergl. die Figuren 821 und 822, nothwendig bedingen. Es wird hierbei überall als selbstverständlich vorausgesetzt, dafs man das ganze Stangensystem durch zweckmäfsig einzulegende Schlösser oder Muffen gehörig nachspannen und rectificiren kann.

Fig. 822.

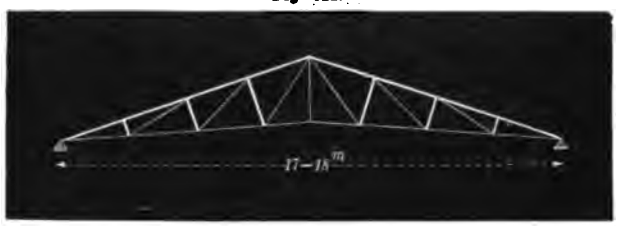


Fig. 823.



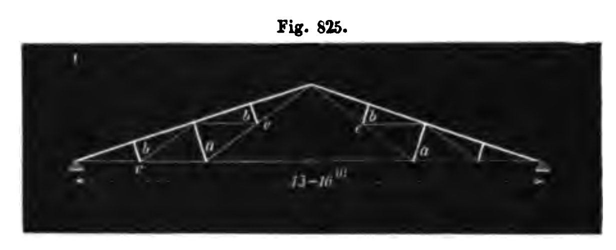
Fig. 824.



Aus einer Combination dieses französischen, resp. des vorangeschickten englischen Systems, mit dem Polonceau'schen System lassen sich nun noch anderweitige Verbindungen ableiten, wie sie in den Figuren 823 und 824 für Spannweiten von gleichfalls 17 bis 18^m zur Darstellung gebracht sind. Es würde die erstere Figur sich unmittelbar an die Binderform der Fig. 822 anschliefsen, insofern diese in ihrem mittleren Theile einer entschiedenen Rectification fähig ist.

Bei allen bisherigen Beispielen erfolgte die Unterstützung der Bindersparren ausschliefslich durch Hauptsysteme, Systeme erster Ordnung. Es läfst sich indessen die Construction in der Weise modificiren, dafs man in diese Hauptsysteme noch kleinere Nebensysteme, Systeme zweiter Ordnung, einlegt. So mannigfach dies auch geschehen kann, so bleibt doch das Gesetz allgemein gültig, dafs die von den Nebensystemen aufgenommene Belastung stets auf die Knotenpunkte des Hauptsystems übertragen wird.

Fig. 825.

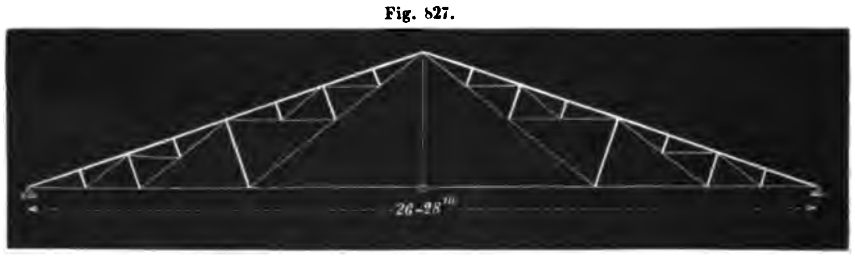


Auf Fig. 814 noch einmal zurückgreifend, veranschaulicht demnach Fig. 825 einen in dem angedeuteten Sinne construirten Dachbinder von 15 bis 16^m Spannweite. Es bezeichnen hierin *aa* die Streben des Hauptsystems, *bb* die der Nebensysteme; die auf die Punkte *cc* übertragene Last wird mittelst der geneigten Stangen auf die Knotenpunkte der Hauptsysteme zurückgeführt. Es empfiehlt sich hier übrigens, als Abstand der Streben von einander ein etwas geringeres Mafs festzuhalten, als in dem Falle, dafs die Construction ausschliefslich aus Hauptsystemen besteht.

Fig. 826.

Gröfsere Spannweiten von 22 bis 24^m lassen sich in diesem Sinne durch Binder überdecken, welche die in Fig. 826 dargestellte Form erhalten. Jeder von den beiden Sparren wird hier durch zwei Streben des Hauptsystems, und durch drei Streben der Nebensysteme unterstützt; solche Verbandstücke, die in ganz gleicher Weise, wie in Fig. 825 functioniren, sind auch hier mit denselben Buchstaben bezeichnet.

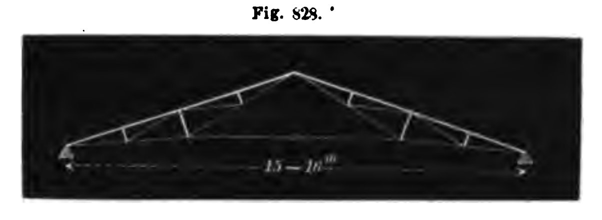
Fig. 827.



Bei Spannweiten von 26 bis 28^m kann man von Dachgebinden Gebrauch machen, die aus ähnlich combinirten Systemen bestehen, wie dies beispielsweise Fig. 827 veranschaulicht. Es lassen sich hier deutlich die Systeme der 1., 2. u. 3.

Ordnung erkennen, die in der umgekehrten Zahlenfolge die Belastung durch die betreffenden Verbandstücke übertragen.

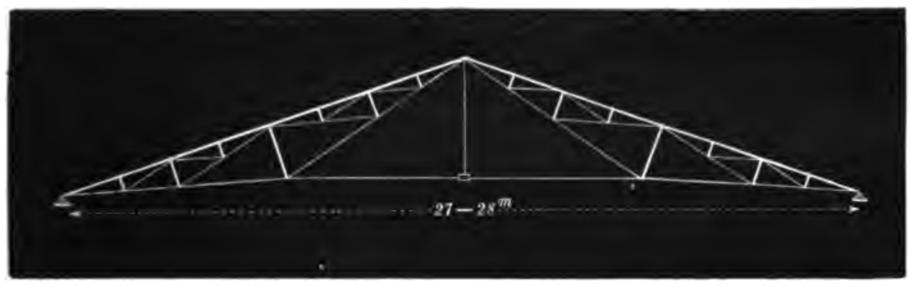
Fig. 828.



Hierher gehörige Dachverbindungen, denen das Polonceau'sche System zu Grunde liegt, zeigen noch die Fig. 828 und 829.

Eine eigenthümliche Form haben die Nebensysteme, vergl. Fig. 830, bei denjenigen Dachgebinden erhalten, die Schwedler für die Retortenhäuser der Impérial-Continental-Gas-Association zu Berlin construirt hat. Dieselben sind bei einer Spannweite von 18^{m}8 in Abständen von 2^{m}82 aufgestellt. Zwischen die Hauptknotenpunkte wurden hier Balkensysteme mit nach unten gerichteter parabolischer Krümmung eingelegt, wobei die Theilung derselben sich aus der

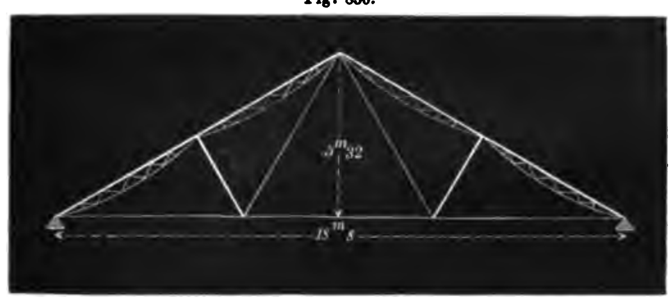
Fig. 829.



Anordnung der darüber befindlichen, in Abständen von 0^{m}88 verlegten Fetten ergab; wie in den obigen Fällen, erfolgt auch hier eine Uebertragung der Last durch die Zwischentheilung auf die Knotenpunkte des Hauptsystems. —

Neben den verschiedenen, bereits besprochenen Stellungen, welche die Streben erhalten können, wäre noch eine zu erwähnen, nämlich die vertikale, vergl. Fig. 831. Die in solcher Weise construirten Dachgebinde gehören

Fig. 830.



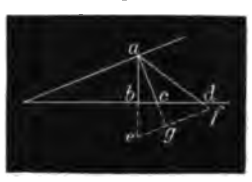
allerdings nicht zu den allgemein üblichen, obwohl die in den Streben auftretende Druckspannung sich zuweilen günstiger herausstellt, als bei einer geneigten Stellung derselben. Man denke im Punkte *a* eines Bindersparrens, Fig. 832, die Streben *ab*, *ac* und *ad* in drei verschiedenen Stellungen, nämlich vertikal, ferner recht- und schiefwinklig gegen die Mittellinie des Sparrens gerichtet.

Trägt man nun die Gröfse der in dem Knotenpunkte *a* auftretenden Belastung vertikal abwärts von *a* nach *e* und zieht dann, parallel zur Sparrenrichtung, die Linie *ef*, so repräsentiren die Längen der Linien *ae*, *ag* und *af* die in

Fig. 831.



Fig. 832.



den betreffenden Streben hervorgerufene Druckspannung. Das Verhältnifs dieser Werthe zu einander hängt wesentlich von der Dachneigung und von der Stellung der Strebe ab.

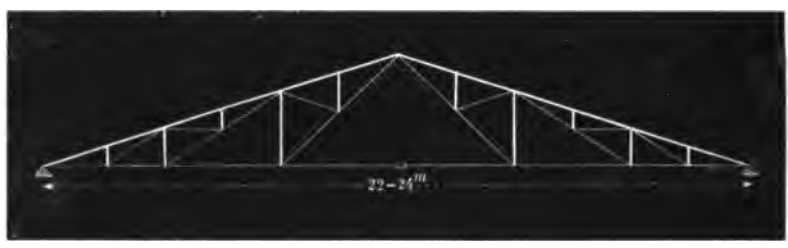
Fig. 833.



In Fig. 833 geschieht die Unterstützung der Sparren durch zwei Streben, von denen die eine vertikal, die andere schräge steht; es ist dies eine durchaus korrekte Verbindung, die bei einer Spannweite des Daches von 13 bis 14^m in Anwendung kommen kann.

Fig. 834 endlich zeigt ein aus Haupt- und Nebensystemen construirtes Dachgebinde in weiterer Vervielfältigung der durchweg vertikal angenommenen Streben. Die der Traufe zunächst befindliche Strebe nimmt bei dieser Stel-

Fig. 834.

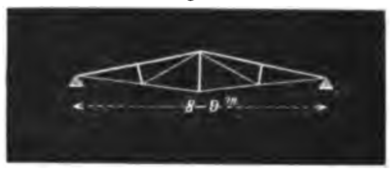


lung stets die volle, in dem zugehörigen Knotenpunkte wirksame Dachlast auf, ohne in dem untersten Theile des Sparrens eine vermehrte Druckspannung hervorzurufen; daher kommt es, dafs diese Spannung in den beiden letzten Abtheilungen desselben ausnahmsweise gleich grofs ist.

Fig. 835.



Fig. 836.



Es wäre schliefslich noch des Falles zu gedenken, dafs die Zugstange, wie in Fig. 835 angedeutet, eine geneigt abwärts gerichtete Lage erhält.

Ein berechtigtes Motiv hierfür würde stets dann vorhanden sein, wenn bei einer aufserordentlich geringen Neigung des Daches ein günstigeres Pfeilverhältnifs, sowie eine bequemere Verbindung der einzelnen Constructionstheile erzielt werden soll. Jedenfalls erleidet die Zugstange in solchem Falle eine geringere Inanspruchnahme, als bei jeder anderen Lage. In demselben Mafse, als ihre Spannung sich vergröfsert, wenn sie unter gröfserem Winkel aufwärts sich erhebt, vermindert sich dieselbe in dem Falle, dafs sie bei zunehmendem — negativem — Neigungswinkel eine abwärts gehende Richtung verfolgt. Das im Auflagerpunkte des Sparrens zu construirende Parallelogramm der Kräfte bestätigt die Richtigkeit dieser Folgerung.

Dagegen erleidet diejenige Vertikale, welche in der Mitte des Binders mit der geneigt abwärts gehenden Zugstange sich verbindet, eine umgekehrte Inanspruchnahme. Die Zugspannung derselben vermindert sich nämlich bei abnehmendem Neigungswinkel der aufwärts steigenden Stange, sie wird Null bei einer horizontalen Lage der letzteren und geht in eine stets gröfser werdende Druckspannung über, wenn jene Stange mit negativ zunehmendem Winkel sich abwärts neigt. Der spannungslose Zustand der Vertikalen bezeichnet daher einen Grenzwerth ihrer Inanspruchnahme.

Weitere Consequenzen dieses Princips, die nach der erforderlichen Zahl der Stützpunkte des Sparrens, sowie nach den sonst vorliegenden Bedingungen sich von selbst ergeben, führen auf die, in den Figuren 836 bis 840 dargestellten

Fig. 837.



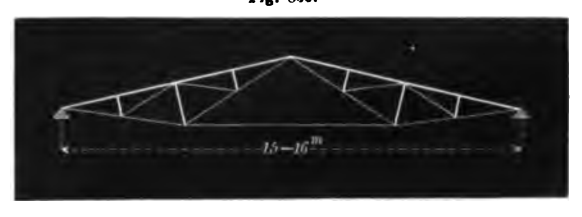
Fig. 838.



Bindersysteme. Von diesen zeigt Fig. 837 ein umgekehrtes Polonceau'sches System; die übrigen Verbindungen schliefsen sich an das bisher hierüber Bemerkte so unmittelbar an, dafs sie keiner weiteren Erklärung bedürfen.

Was nun die quantitative Beanspruchung in den Einzeltheilen eines beliebig gewählten, etwa durch die Fig. 812 dargestellten Binders im Allgemeinen anbetrifft, so ist leicht zu übersehen, dafs diese für die verschiedenen Constructionsstücke auch von verschiedener Intensität auftreten wird. So nimmt die Pressung in den von dem First nach den Auflagerenden hin auf einander folgenden Abtheilungen des Sparrens successive zu, indem die, in den einzelnen Lastpunkten vermehrten Druckkräfte sich summiren und demzufolge über dem Stützpunkte des Dachgebindes ihr Maximum erreichen. Nur bei den, mit vertikalen Streben versehenen Bindern sind — wie bereits oben bemerkt — die Druckspannungen in den beiden letzten Abtheilungen des Sparrens gleich grofs. Die letzteren sind jedesmal auf zusammengesetzte Festig-

Fig. 839.



keit, nämlich in Bezug auf Druck- und auf Bruchfestigkeit, zu berechnen. Da sie an beiden Enden als frei aufliegend, in den durch die Streben unterstützten Punkten aber, insofern hier kein Stofs stattfindet, als fest eingespannt zu betrachten sind, so liegt die Bruchstelle im untersten, dem Auflagerende zunächst befindlichen Knotenpunkte; das hier auftretende Biegungsmoment ist für die Beurtheilung des erforderlichen Sparrenquerschnitts mafsgebend.

Ein ähnliches Verhältnifs findet auch hinsichtlich der Spannung in den einzelnen Theilen der Zugstange statt; auch hier ergiebt sich das Maximum

Fig. 840.

dieses Werthes in demjenigen Stück, welches über dem Auflagerende mit dem am meisten gedrückten Sparrenfufs sich verbindet; weiter nach der Mitte tritt, nothwendig bedingt durch den Einflufs der Streben, eine Verminderung jener Spannung ein.

Diejenigen Constructionsstücke dagegen, welche bei einem Dachbinder die Function haben, die vertikalen Kräfte zu übertragen, werden sämmtlich von den Enden nach der Mitte hin in zunehmendem Grade in Anspruch genommen. Die Streben und die Vertikalstangen — beziehungsweise beim französischen System auch die geneigten Stangen — erfahren daher mit

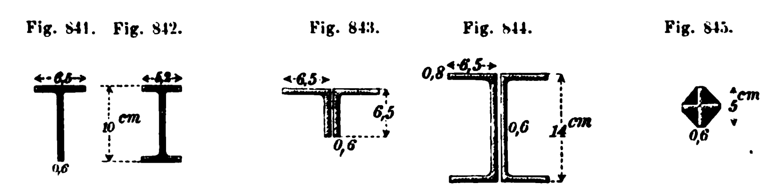


Fig. 841. Fig. 842. Fig. 843. Fig. 844. Fig. 845.

ihrer gröfseren Länge zugleich eine gröfsere Belastung, die ersteren auf Druck, die anderen auf Zug. Hieraus mufs, namentlich für die gedrückten Theile, Veranlassung genommen werden, bei einer gröfseren Länge derselben, schon mit Rücksicht auf die daraus hervorgehende geringere Widerstandsfähigkeit gegen Zerknicken, ihren Querschnitt in ausreichendem Mafse zu verstärken.

Man ersieht, dafs die Art und Weise, wie die einzelnen Verbandstücke eines Dachbinders ihrer Reihenfolge nach in Anspruch genommen werden, gerade die umgekehrte ist, wie bei einem Blech- oder Gitterträger; es liegt dies einfach darin, dafs bei diesen die Gurtungen parallel sind, während bei allen Dachgebinden die letzteren sich in den Auflagerpunkten schneiden.

Den vorangeschickten Bemerkungen entsprechend, erhalten die Sparren in ihrem Querschnitt die einfache oder die doppelte T-Form mit den, in den Figuren 841 und 842 hineingeschriebenen Durchschnittsmafsen; Stärken von 0,5 Centim. bis 1 Centim. und Höhen von 8 bis 12 Centim. sind als die

üblichsten zu betrachten. Bei gröfseren Spannweiten und Belastungen setzt man die Sparren nicht selten aus zwei Theilen zusammen, von der einfachen, oder von der doppelten Winkelform (auch E-Eisen genannt), wie dies aus den Figuren 843 und 844 ersichtlich. Sparren mit dem, in den Figuren 841, 843 und 844 gewählten Profil bieten den grofsen Vortheil dar, dafs die anschliefsenden Constructionstheile sich leicht mit ihnen verbinden lassen.

Auch die Streben erhalten häufig den in den Figuren 841, 842 und 843 dargestellten Querschnitt, wobei jedoch die Dimensionen, nach Mafsgabe der vorliegenden Verhältnisse, noch mehr oder minder zu ermäfsigen sind. Bestehen dieselben aus Gufseisen, so wäre eine kreuzförmige, nach oben und unten sich verjüngende Form empfehlenswerth. Fig. 845 zeigt dieses Profil mit den mittleren dabei vorkommenden Mafsen.

Sämmtliche Zugstangen erhalten gewöhnlich eine cylindrische Form mit angeschmiedeten, flachen Endigungen an denjenigen Stellen, wo sich dieselben mit anderen Constructionsstücken verbinden; zuweilen werden sie auch in der flachen Schienenform verwendet, besonders dann, wenn sie eine erhebliche Zugspannung erleiden. Obgleich dieses Profil einen bequemen Anschlufs an die übrigen Constructionstheile gestattet, so ist hiermit doch der Uebelstand verknüpft, dafs dasselbe, verglichen zur Kreisform, bei gleich grossem Querschnitt eine gröfsere Aufsenfläche dem nachtheiligen Einflufs der Witterung darbietet.

Details der Construction.

Um nun die Details in der Verbindung der einzelnen Knotenpunkte kennen zu lernen, schicken wir zunächst die nach dem Dreieckssystem ausgeführte Construction der älteren englischen Stationshallen voraus. Die ersten, in Schmiedeeisen ausgeführten Dachconstructionen dieser Art finden wir an der London-Road- und Victoria-Station in Manchester, beide nach demselben System vor, oder kurz nach 1848 erbaut.

Fig. 846.

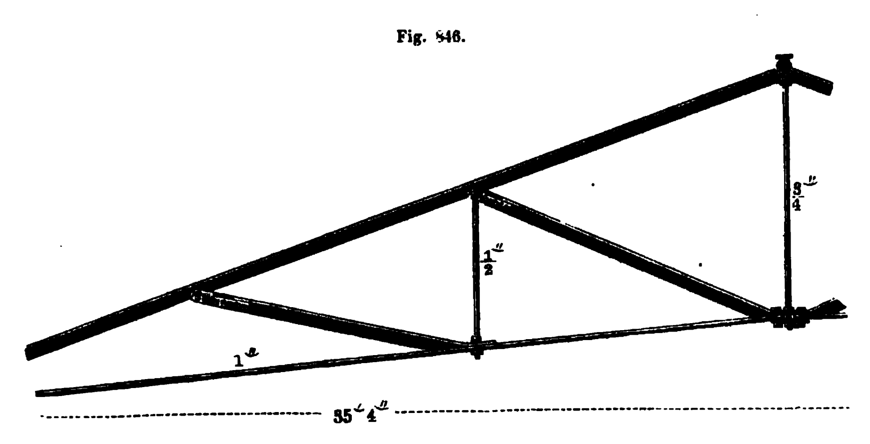
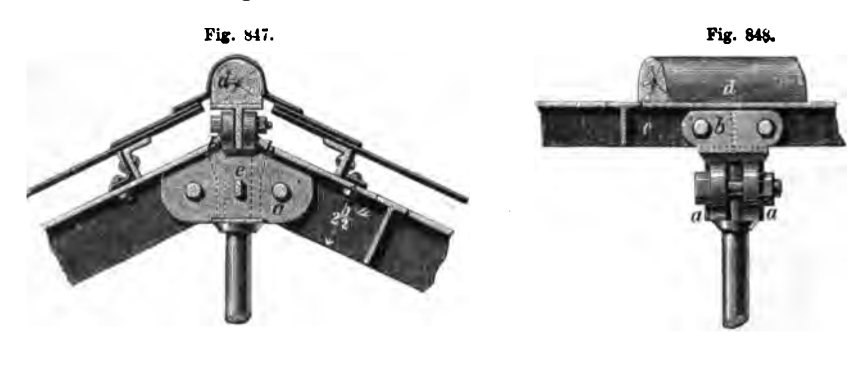


Fig. 846 zeigt im Querschnitt einen Theil der Eisenverbindung der Victoria-Station; dieselbe ist die Hauptstation der London- und North-Western Eisenbahn in Manchester und ausschliefslich für den Personenverkehr bestimmt. Die Construction ist bei 35′ 4″ Spannweite ganz aus Schmiedeeisen hergestellt, und

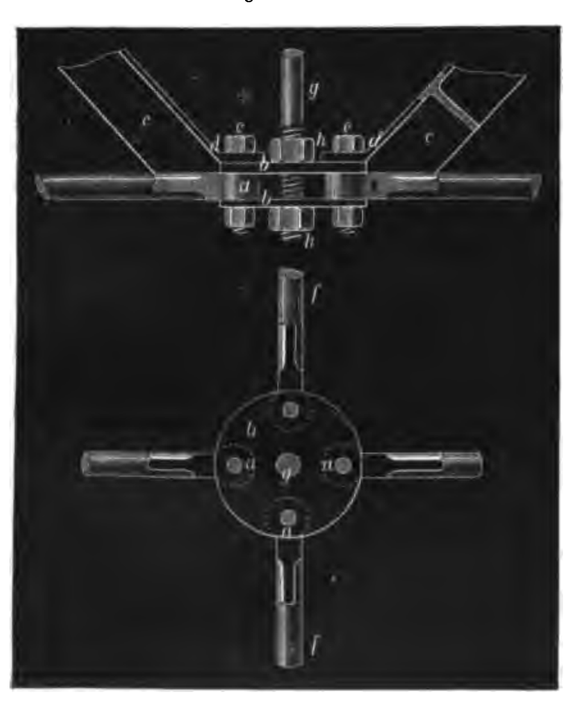
theilen wir die in den verschiedenen Dreieckspunkten angewendeten Verbindungen, wie sie damals bei solchen Constructionen in **England** zur Ausführung kamen, in den nachfolgenden Details mit:

Fig. 847. Fig. 848.



Die Figuren 847 und 848 stellen die im **First** des Gebäudes erfolgte Befestigungsart der Sparren und der mittleren Vertikalstange in einem gufseisernen Schuh dar; der letztere enthält zwei paarweise über einander angeordnete Lappen, von denen die unteren *aa* zur Aufnahme der Sparrenrippen dienen, während die oberen *bb* die T-förmige Firstfette *c* zwischen sich fassen und sie dadurch in einer unverrückbaren Lage erhalten; auf dieser ist ein durchlaufendes Langholz *d* befestigt, das mit Zink, Blei oder Eisenblech bekleidet wird; ein schmiedeeiserner Keil *e* stellt die Verbindung zwischen dem oberen Theil der Vertikalstange und den Lappen *aa* der Muffe her.

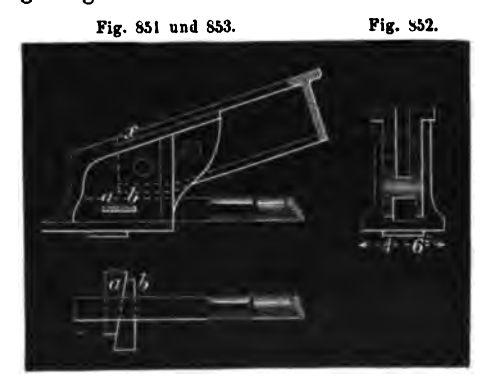
Fig. 849 und 850.



Auf nicht sehr zweckdienliche, in den Figuren 849 und 850 dargestellte, Weise sind die Zugstangenenden in der Mitte, wo sie mit den Streben und der Rundstange zusammentreffen, untereinander befestigt; die abgeplatteten, und mit einem **Auge** *aa*... versehenen Enden greifen nämlich zwischen zwei horizontal verlegte schmiedeeiserne Kuppelplatten *bb*, welche zugleich den Zweck haben, den Streben *cc* mittelst der gebrochenen und auf die obere Platte aufgelegten Flanschen *dd* die nothwendige Befestigung zu geben;

durch die Bolzen *e* und *h* geschieht hier die Verbindung der verschiedenen Verbandstücke, deren Schwerpunktslinien sich freilich nicht, wie dies eigentlich nothwendig ist, in einem Punkte schneiden. Es entsteht in solchem Falle ein Drehungsmoment, welches für die Construction von nachtheiligen Folgen sein kann. In Ermangelung einer besseren Längenverbindung sind, rechtwinklig gegen die Hauptzugstangen, die Längsstangen *ff* angeordnet und mit ihren Enden ebenfalls zwischen den Kuppelplatten verschraubt; obwohl hier eben so stark, wie die Querstangen, wäre doch ein geringerer Durchmesser derselben vollkommen gerechtfertigt. Die ganze Verbindung wird mittelst der Rundstange *g* an den oberen Schuh angehängt.

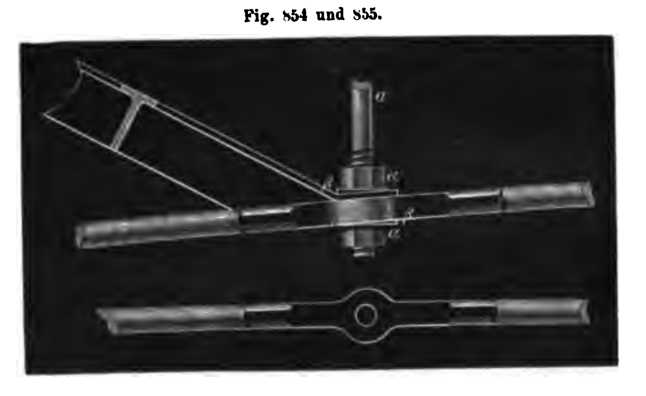
Fig. 851 und 853. Fig. 852.



Die Figuren 851 und 852 zeigen in der Seiten- und Vorderansicht den gufseisernen Schuh, mit dem sich sowohl der Sparrenfufs, wie die Zugstange verbindet; der erstere schiebt sich mit seiner oberen Flansche auf einen passenden Ausschnitt *x* des Schuhes und wird zwischen den Seitenwänden desselben durch 2 Schraubenbolzen befestigt; zur Verbindung der Zugstange dienen die beiden schmiedeeisernen Keile *a* und *b*, wie dies aus der Horizontalprojection, Fig. 853, hervorgeht. Die Fufsplatte hat nur eine Breite von ca. 4 bis 6″.

An den Punkten, wo das Fufsende der T-förmigen Strebe mit der geneigten Zugstange zusammentrifft, ist durch diese, sowie durch die umgelegte Flansche der Strebe, die Rundstange *a*, Fig. 854, durchgesteckt und mittelst der beiden Schraubenmuttern *αα* verschraubt; um die letzteren bequem aufsetzen und anziehen zu können, sind oben und unten die beiden kleinen, schmiedeeisernen Keilstücke *ββ* zwischen geschoben; in Fig. 855 ist die obere Ansicht der Zugstange dargestellt. Auch hier treffen die Mittellinien der 3 Verbandstücke nicht in einem Punkte zusammen.

Fig. 854 und 855.



Endlich ist noch aus Fig. 856 ersichtlich, in welcher Weise das obere Ende der Strebe in ihrem Zusammenstofs mit dem Sparren befestigt worden; zwei Stofsplatten *a* umfassen nämlich das in der Richtung des Sparrens abgeschnittene Ende der Strebe, und sind mit dieser vernietet, mit dem Sparren aber durch die Vertikalstange verbunden, durch deren gabelförmige Endigung, Fig. 857, ein Bolzen durchgreift.

In Fig. 858 ist der Querschnitt des Sparrens, in Fig. 859 der Querschnitt einer der 4 gleich starken Streben mit eingeschriebenen Maſsen (Centimeter) an-

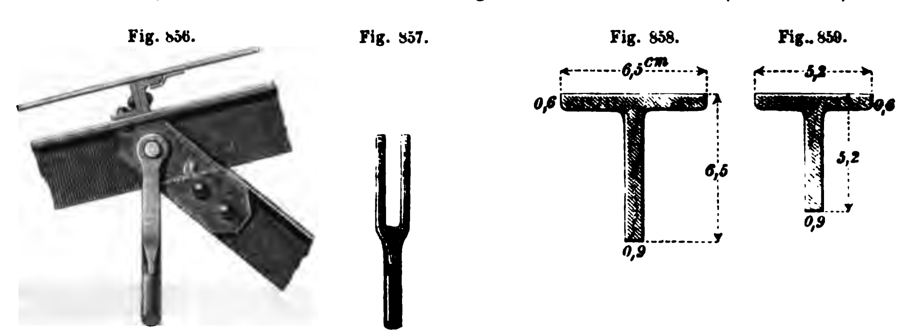


Fig. 856. Fig. 857. Fig. 858. Fig. 859.

gegeben. Die Hauptbinder wurden sehr nahe in Entfernungen von $5\frac{1}{2}$ bis 7′ aufgestellt. Dagegen beträgt die Entfernung der guſseisernen Säulen, auf die sich das Dach stützt, gewöhnlich 20 bis 22′.

Das **Eindeckungsmaterial** ist verschieden und besteht in der Regel:

1) aus **Schieferplatten**, die mit kupfernen Nägeln auf schmiedeeiserne Fetten befestigt werden; letztere, aus Winkeleisen bestehend, liegen in Entfernungen von 10 bis 12″ und erhalten auf der oberen Querrippe des T-förmigen, eisernen Sparrens durch Nietung ihre Befestigung; ihre Schenkellänge beträgt durchschnittlich $1\frac{1}{4}$ bis $1\frac{1}{2}$″, die Stärke des Schenkels $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$″, das Gewicht pro lfd. Fuſs $1\frac{1}{2}$ bis $2\frac{1}{2}$ ℔. Die Befestigung der Schieferplatten an diesen Fetten erfolgt in der Weise, daſs die in Anwendung kommenden Kupfernägel dieselben umfassen und um ihren unteren Schenkel herumgebogen werden.

2) aus **glattem Eisenblech** von der Stärke No. 16, 3 ℔. pro □′ wiegend, oder auch aus **gewelltem** Eisenblech von $3\frac{2}{3}$ ℔. pro □′, in der Ebene gemessen; in beiden Fällen bedient man sich der schmiedeeisernen Fetten aus Winkeleisen.

3) aus **glattem Eisenblech** von der Stärke No. 20, $1\frac{2}{3}$ ℔. pro □′ wiegend, auf 1 zölliger Schalung, welche über die ganze Dachfläche fortgelegt wird.

4) aus **galvanisirten** guſseisernen **Platten** von solcher Länge, daſs sie den Zwischenraum zwischen 2 Bindern bequem überdecken. Dieselben werden an jedem Sparren durch Schrauben befestigt. Ein Beispiel dieser Eindeckungsmethode findet sich an dem groſsen Parlamentsgebäude in **London**.

Von diesen 4 verschiedenen Deckungsarten dürfte die unter No. 3 angeführte insofern am empfehlenswerthesten sein, als sie den groſsen Vortheil darbietet, den Dachraum, resp. die obere Etage, vor der lästigen Einwirkung hoher Temperaturgrade einigermaſsen sicher zu stellen.

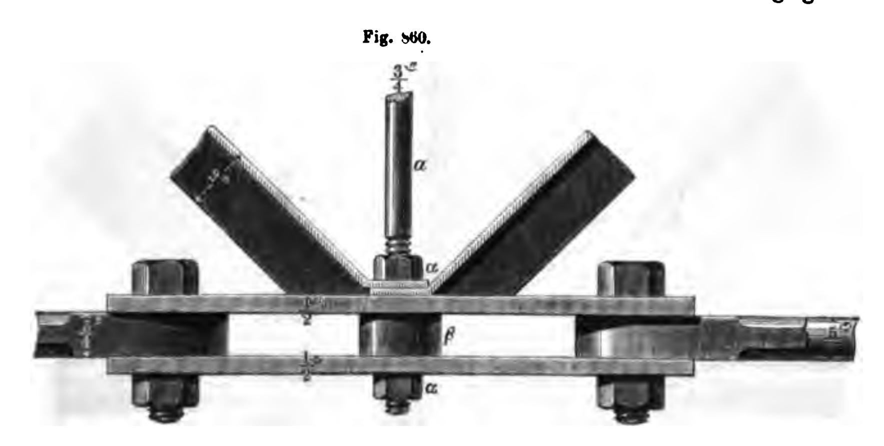
An obige, detaillirt dargestellte, Verbindungen des Dreieckssystems schlieſsen wir noch einige andere an, die, mehr oder weniger von jenen abweichend, die oben gerügten Uebelstände beseitigen und mit Nutzen zur Anwendung kommen können.

Verbindung der beiden Zugstangenenden mit den Strebefüſsen und der mittleren, nach dem First aufsteigenden Vertikalstange.

Von der bereits in Fig. 849 dargestellten Verbindung unterscheidet sich die in Fig. 860 gezeichnete dadurch, daſs hier die, nach der Mitte der oberen Kuppelplatte fortgreifenden und mit ihren Oberrippen übereinander fassenden,

Streben mittelst der Rundstange *a* und der beiden Schraubenmuttern $\alpha\alpha$ fest verschraubt sind, während sie in der ersteren Figur durch den gemeinschaftlichen Bolzen *e* mit den abgeplatteten Zugstangenenden in Verbindung gebracht

Fig. 860.



wurden. Das zwischen beide Kuppelplatten eingelegte schmiedeeiserne Cylinderstück β, durch dessen mittlere Oeffnung die Vertikalstange hindurchgreift, gestattet ein festes Anziehen der beiden Schraubenmuttern, ohne dafs jene Platten dadurch in eine nachtheilige Spannung gerathen. Zum Zweck einer besseren Längenverbindung lassen sich auch hier, gerade so wie dies in Fig. 849 geschehen, anderweitige Zugstangen parallel zur Längenachse des Gebäudes anordnen.

Viel wirksamer erweist sich jedoch die Längenverbindung in Form einer Kreuzverstrebung, die sich regelmäfsig zwischen zwei Bindern wiederholt, und deren allgemeine Anordnung sich aus den Figuren 861, 862 und 863 erkennen läfst; man ersieht sowohl hieraus, wie aus dem Längenschnitt, Fig. 864, dafs aus 4 Rundstäben *cc*.. von ca. 2 Centim. Durchmesser, die zwischen zwei Bindern mit Hülfe eines Schlosses *x* verschraubt werden, ein Längenverband entsteht, der, ähnlich wie dies die Andreaskreuze bei Holzconstructionen bewirken, die Unverschiebbarkeit der einzelnen Systeme zu sichern bestimmt ist. Mit dem unteren umgekröpften Ende setzen sich die Diagonalstäbe auf die obere der beiden Kuppelplatten, indem sie hier in gleicher Weise durch Schrauben befestigt werden, wie oben, wo sie mit dem abgeplatteten und durchlochten Ende gegen die Seitenflächen des Firstschuhes greifen.

Aus Fig. 861 ist ferner zu ersehen, wie die T-förmigen Streben an ihrem Fufsende in Cylinderform gegossen sind, um dadurch ihre Befestigung mittelst der Bolzen *dd* zu erleichtern. Fig. 862 zeigt die Horizontalprojection der Verbindung, und Fig. 863 einen Längendurchschnitt derselben nach der Linie *ab*. Die Befestigung der Kreuzverstrebung an dem oberen Schuh, der auch die mittlere Vertikalstange *h* in sich aufnimmt, geht in etwas kleinerem Mafsstabe aus Fig. 865 hervor. Die nach der Länge des Raumes durchgelegten Zugstangen *ii*.. dürften mit Rücksicht auf die, in demselben Sinne zweckmäfsiger wirkende, Diagonalverspannung in den meisten Fällen als überflüssig erscheinen; zuweilen findet man auch wohl, diesen Verbandstücken correspondirend, unter dem First noch eine Stangenverbindung, deren Befestigung an den Seitenwänden des

Fig. 861.

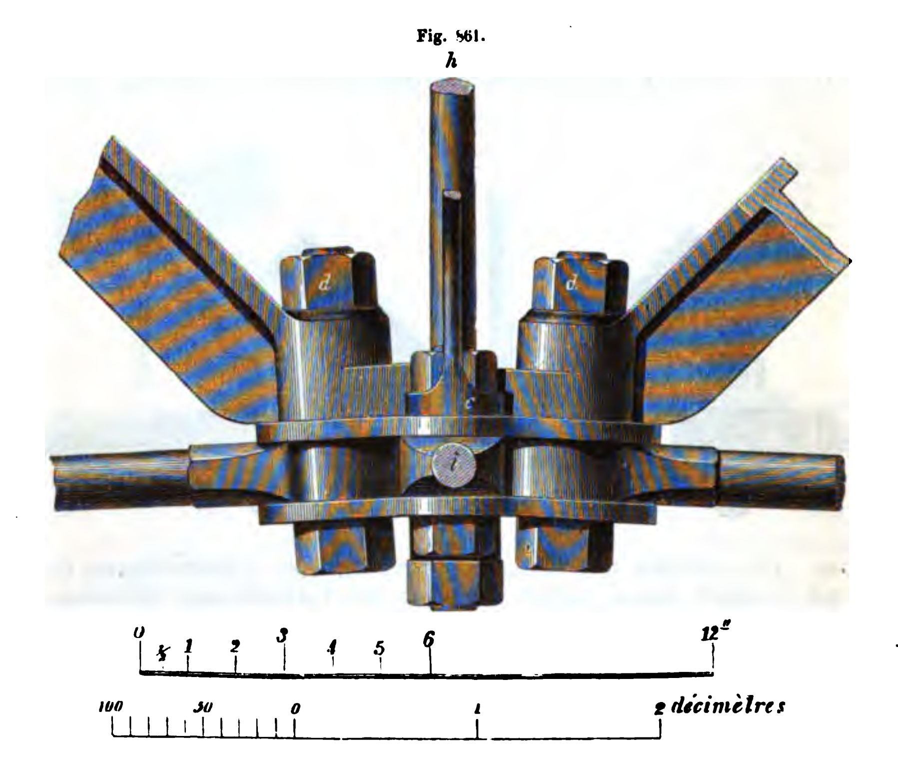
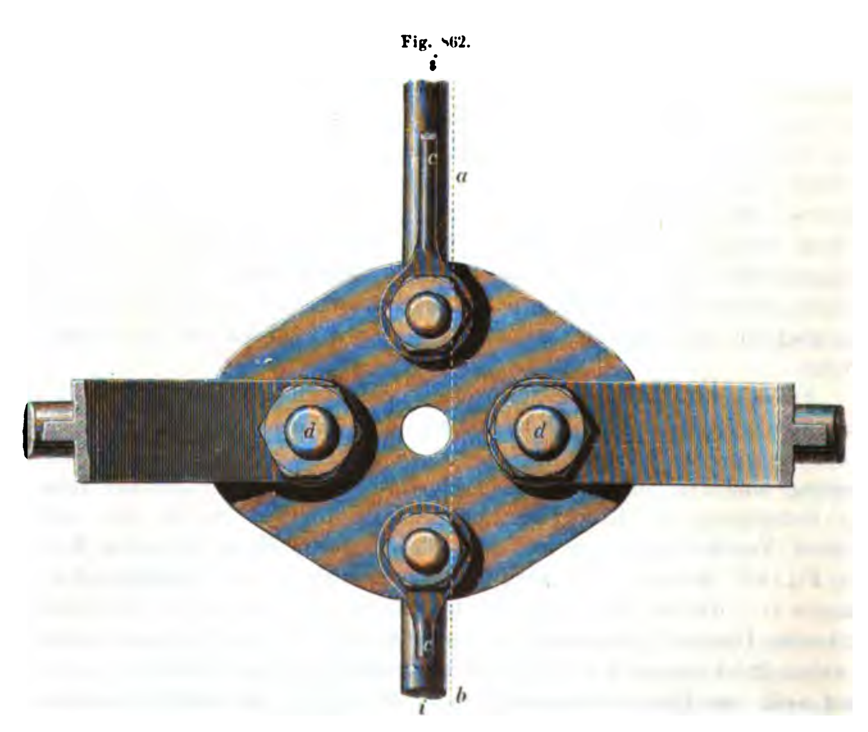


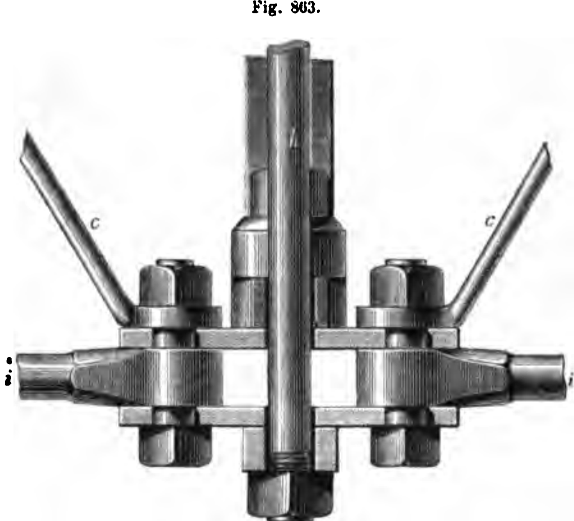
Fig. 862.



Schuhes, wo sie mit den oberen Enden der Kreuzstangen zusammentreffen, durch Umkröpfung ihrer Endigung erfolgt.

In Fig. 866 ist das zwischen zwei Bindern liegende Schlofs x, innerhalb dessen die Stangenverschraubung stattfindet, etwas abweichend von der in Fig. 864 gegebenen Form detaillirt dargestellt. Denjenigen Seitenwänden desselben,

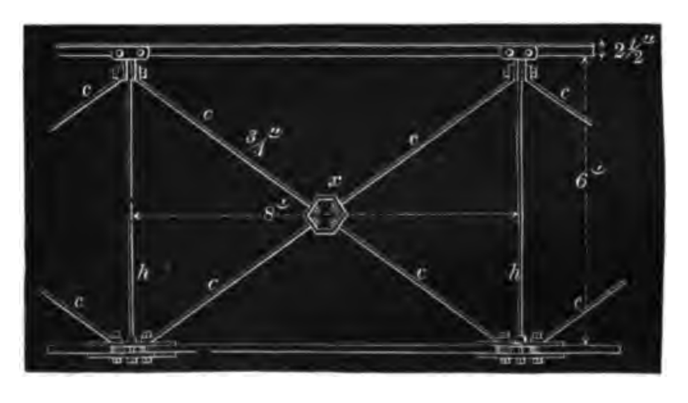
Fig. 863.



in denen die Rundstangen ihren Angriffs- und Befestigungspunkt haben, mufs stets eine entsprechende Verstärkung zu Theil werden.

Eine Längenverbindung in minder empfehlenswerther Gestalt, weil die Zugspannung in beiden Hälften einer Diagonalstange zum grofsen Nachtheil der im

Fig. 864.



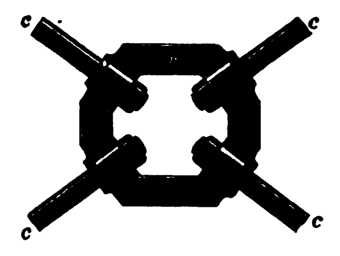
Kreuzpunkte verwendeten Niete a, in veränderter Richtung auftritt, ergiebt sich aus der Darstellung der Fig. 867. Beide Enden der oberen Stange a verbinden sich mit den Firstschuhen zweier benachbarter Binder, während die Endigungen der unteren Stange b mit den oberen Kuppelplatten dieser Binder verschraubt werden.

Anstatt die oberen Endigungen gebrochen an die Seitenflächen jener Schuhe anzulegen und zu verbolzen, kann ihre Befestigung an dieser Stelle mit Hülfe

Fig. 865.



Fig. 866.



zweier Eckeisen, oder auch wohl in der Weise geschehen, dafs man an die Vertikalplatten *ll*, vergl. Fig. 868, die beiden kleinen Lappen *nn* angiefst und das Kopfende der Diagonalstange dazwischen greifen läfst. Diese Construction, vergl. auch Fig. 869, ist jedoch aus dem Grunde nicht recht zuverlässig, weil jene Lappen keine sichere Garantie für ihre Haltbarkeit darbieten. Aehnlich geschieht auch die Befestigung der Diagonalstangen unten mit den Kuppelplatten, und selbst dann, wenn die letzteren nicht horizontal verlegt, sondern vertikal gestellt sind.

Fig. 867.



Das Kopfende der mittleren Vertikalstange wird zwischen den Seitenwänden *l* des Firstschuhes entweder verkeilt, oder durch Schrauben befestigt. —

Fig. 868. Fig. 869.



Verbindung des Bindersparrens mit dem Kopfende der Strebe und der Hänge- oder Vertikalstange.

Sehr häufig findet sich die Anwendung von gufseisernen, im Querschnitt kreuzförmig gestalteten Streben, die einen sehr grofsen Widerstand gegen Zerknicken äufsern. Ihre Verbindung mit den Sparren erfolgt dann am zweck-

Fig. 871. Fig. 872. Fig. 870.



Fig. 873.



Fig. 874. Fig. 875.



mäfsigsten dadurch, dafs man sie mit einer zangenartigen Endform versieht und mittelst dieser die Sparrenrippe umfassen läfst; bei dieser, in Fig. 870 dargestellten Befestigung wäre nur zu bemerken, dafs auch die Vertikalstange in einer Gabelform endigt, wobei die lichte Oeffnung derselben nach Mafsgabe der Stärke der von ihr aufgenommenen Verbandstücke festzustellen ist. Dem entsprechend würde sich die gabelförmige Endigung jener Stange nach Fig. 871 und die der Strebe nach Fig. 872 gestalten.

In Fig. 873 ist ferner gezeigt, wie dieser Knotenpunkt noch in anderer Weise hergestellt werden kann; die kreuzförmige Strebe ist nämlich in ihrem oberen Theile mit einem angegossenen Zapfen *a* versehen, der stumpf gegen die Vertikalrippe des Sparrens stöfst und hier von den beiden Laschen *bb* umfafst wird.

Fig. 874 zeigt die Vorderansicht der Strebe mit dem Zapfen, Fig. 875 einen Durchschnitt nach der Linie $\alpha\beta$.

Verbindung des Strebefufses mit der Zug- und der Vertikalstange.

Eine häufig vorkommende, wenn auch gerade nicht sehr empfehlenswerthe Verbindung, welche sich an die oben, in den Figuren 854 und 855 dargestellte, unmittelbar anschliefst, geht aus den Figuren 876 und 877 hervor. Der Fufs der Strebe endigt nämlich in einem hohlen Cylinder, der von der Vertikalstange *h* durchbrochen und mittelst der beiden Schraubenmuttern *ss* mit der hier flach geschlagenen Zugstange befestigt wird; ein kleiner schmiedeeiserner Keil *z* hat dabei den Zweck, der auf Verschieben gerichteten Tendenz des Strebefufses entgegenzutreten.

Ganz ähnlich würde man auch nach Fig. 878 verfahren, wenn die Strebe eine kreuzförmige Gestalt erhalten soll.

Da es aus verschiedenen Gründen vorzuziehen ist, die Zugstange für jede Hälfte des Binders aus mehreren Einzelstücken zusammenzusetzen, so läfst sich die fragliche Verbindung mit Anwendung zweier Kuppelplatten *nn*, welche die Zugstangenenden zwischen sich fassen, in der Weise bewerkstelligen, wie dies die Figuren 879 und 880 verdeutlichen. Es entsteht hieraus besonders der Vortheil, dafs man dem der Mitte des Binders näher liegenden Zugstangentheil, entsprechend der geringeren Spannung desselben, auch eine geringere Stärke verleihen kann. Die Verschraubung jener Platten durch die Bolzen *a*,

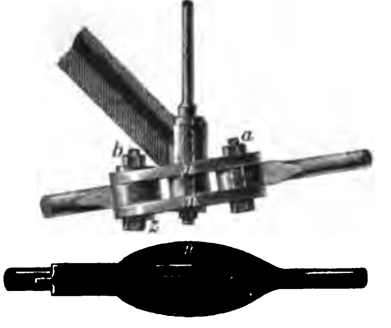
Fig. 876 und 877.



Fig. 878.



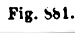
Fig. 879 und 880.

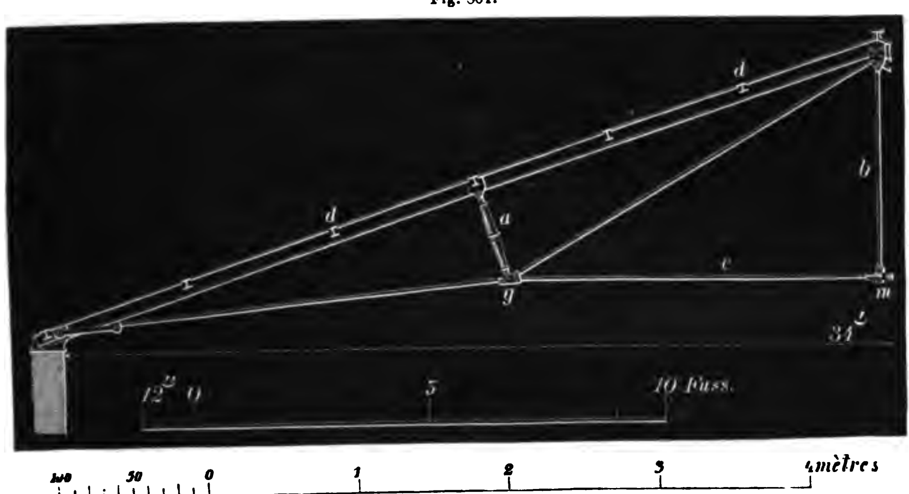


welche rechtwinklig gegen die Achse der Zugstangen gerichtet sind, ist dabei der anderen Anordnung vorzuziehen, bei der die Bolzen *b*, wie links von der Hängestange ersichtlich, eine vertikale Stellung erhalten; denn abgesehen davon, dafs in diesem Falle die schmiedeeisernen, keilförmigen Zwischenlager *zz* nothwendig sind, würde sich, mit Rücksicht auf die erhöhte Inanspruchnahme der Schrauben auf Abscheeren, die Gefahr der Abnutzung in den betreffenden Bolzenlöchern nicht unerheblich vergröfsern. —

Um noch einige andere, hierher gehörige Verbindungen zu erörtern, legen wir in Fig. 881 als Querprofil das System eines armirten Balkens zu Grunde, dessen Anwendung in dieser Form für Spannweiten von 9 bis 10^m am geeignetsten ist. Der Bindersparren erhält hier aufser an seinen Endpunkten noch eine Unterstützung durch die Strebe *a*, welche sich mit der Mitte desselben unter einem rechten Winkel verbindet; ist diese Unterstützung nicht ausreichend, so sind von dem festen Knotenpunkte *g*, in welchem gewöhnlich vier Verbandstücke zusammentreffen, zwei Streben so aufwärts zu führen, dafs der Sparren dadurch etwa auf jedes Drittel seiner Länge unterstützt wird. Die von dem First ausgehende Vertikalstange *b* dürfte im Allgemeinen entbehrlich sein, besonders dann, wenn das mittlere, von ihr aufgehängte, horizontale Zugstangenstück *c* ein Längenmafs

von 3 bis 4^m nicht überschreitet. Die rechtwinklig gegen die Bindersparren stofsenden Fetten *dd*.. bestehen ebenfalls aus gewalztem Eisen in der T- oder Winkelform, und dienen theils zur Aussteifung der Sparren, theils zur Unterstützung des Deckmaterials. Eine in dieser Weise hergestellte Dachconstruction zeigt in ihrem »Ensemble« eigentlich nichts weiter, als zwei durch eine einfache Stütze armirte und durch Zugstangen in gebrochener Form verbundene Bindersparren, die in dieser Zusammensetzung zuerst von Camille Polonceau mit Benutzung von hölzernen Sparren zur Anwendung kamen. Indem wir daher bei Besprechung der aus Holz und Eisen ausgeführten Dächer noch ein-


Fig. 881.

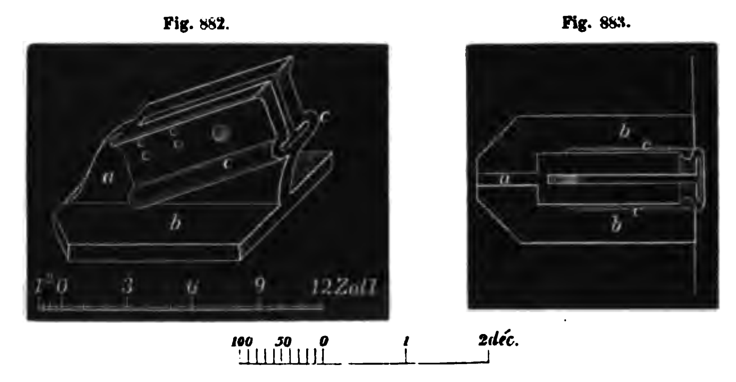


mal hierauf zurückkommen, bemerken wir schon jetzt, dafs das richtige Einstellen sämmtlicher Stangen von der Möglichkeit abhängt, den mittleren horizontalen Zuganker nach Belieben anspannen zu können; er soll in der That der »Regulator« der ganzen Verbindung sein. Aus diesem Grunde ist es nothwendig, denselben aus zwei Stücken bestehen und deren Enden in ein Stangenschlofs, oder in eine, mit Links- und Rechtsgewinden versehene, gufseiserne Muffe *m* eingreifen zu lassen. Durch Umdrehen derselben giebt sich in beiden Sparrenfüfsen das Bestreben gegenseitigen Annäherns zu erkennen, während im First gleichzeitig Gegendrücke hervorgerufen werden, unter deren Einwirkung man leicht im Stande ist, dem Sparren eine convexe, nach auswärts gekrümmte Form und der ganzen Stangenverbindung dabei eine erhöhte Spannung zu verleihen. — Noch vollkommener würde man die beabsichtigte Wirkung durch das Anziehen zweier Schlösser oder Muffen erreichen, die in die Mitte der betreffenden Zugstangenstücke eingelegt werden. Nach dieser Vorbemerkung gehen wir auf das Detail der Verbindung ein.

In Fig. 882 ist isometrisch der gufseiserne Schuh dargestellt, der zur Aufnahme des Sparrenfufses dient und hier eine etwas andere Form erhalten soll, als in dem vorigen Beispiel. Mit Rücksicht auf die doppelte T-Form des Sparrens befinden sich an den Seitenwänden des Schuhes die muffenartigen Erweiterungen *cc*, in denen die untere Querrippe ihren Platz findet. Sein festes Auflager erhält der Schuh durch die Fufsplatte *b*, mit der sich, wie dies auch

aus der Horizontalprojection, Fig. 883, hervorgeht, die **Verstärkungsrippe** *a* verbindet.

Fig. 882. Fig. 883.



Die Verbindung der äufseren Zugstangenenden mit dem Schuh geschieht hier durch Vermittelung zweier schmiedeeisernen Flachschienen *f*, die einerseits die Stange zwischen sich fassen, andererseits an die Seitenwände des Schuhes angeschlossen werden.

Fig. 884.

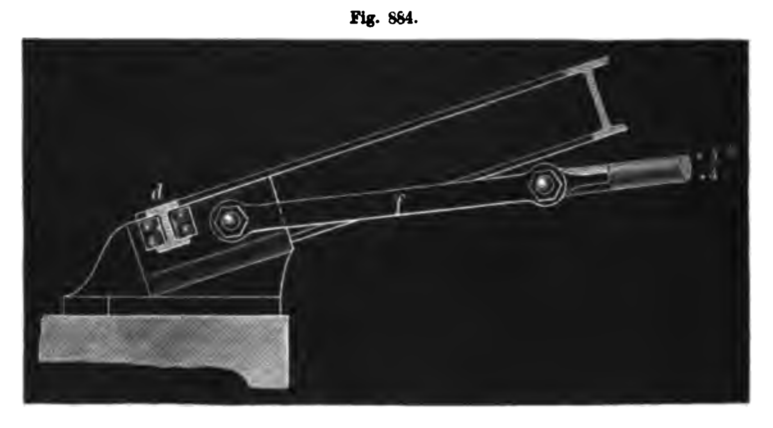


Fig. 884 giebt das Detail dieser Anordnung. Die Befestigung der untersten Fetten *d* erfolgt durch Winkeleisen an den Aufsenflächen des Schuhes.

Fig. 885. Fig. 886.



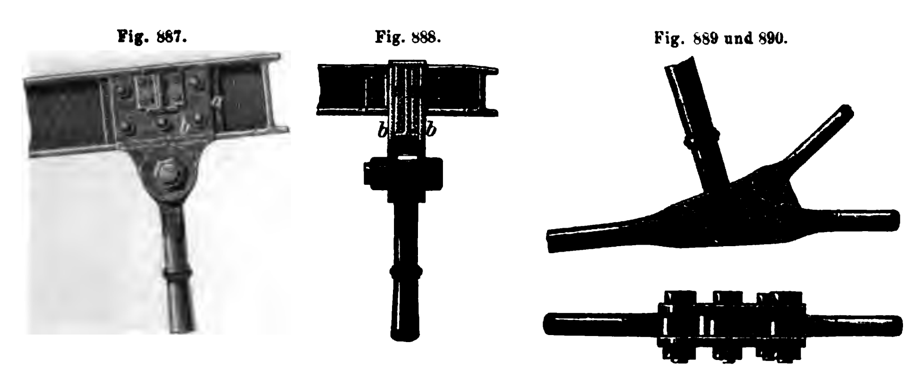


Bei einfach T-förmigen Sparren kann der letztere die Gestalt der Fig. 885 erhalten, wobei die Zugstange durch die cylindrisch erweiterten Seiten-

wände *c* hindurchgesteckt und, wie sich aus dem nach der Linie *mn* gelegten Durchschnitt, Fig. 886, entnehmen läſst, am Ende verbolzt wird.

In welcher Weise die Unterstützung der Sparren durch die, hier in Säulenform gedachten Streben geschieht, ist in Fig. 887 veranschaulicht. Hiernach schlieſsen sich an die beiden, zur Ausfüllung dienenden, Paſsstücke *aa* die beiderseits angeordneten Blechlappen *b* an, zwischen welchen der Strebekopf

Fig. 887. Fig. 888. Fig. 889 und 890.



zu verschrauben ist. Fig. 888 stellt einen, gegen die Achse des Sparrens vertikal gerichteten Durchschnitt dar.

Einen sehr wichtigen Knotenpunkt bildet das Fuſsende der Strebe in ihrem Zusammentreffen mit der geneigten Stange und den beiden Zugstangenstücken. Um diese vier Verbandstücke unverschiebbar zu verbinden, bedient man sich am zweckmäſsigsten zweier Kuppelplatten, die hier indessen, abweichend von der früheren Anordnung, nicht horizontal gelegt, sondern, wie aus den Figuren 889 und 890 ersichtlich, vertikal und zwar in einem solchen Abstande von einander aufgestellt sind, daſs sämmtliche Stangenenden sich dazwischen einfügen lassen.

Fig. 891 und 892.



Die äuſsere Form dieser Platten richtet sich nach der Zahl und der Neigung der zu verbindenden Constructionstheile; ihre Stärke ist jedoch nach dem Grundsatz zu ermitteln, daſs die nach Abzug der Bolzenlöcher verbleibende Querschnittsfläche beider, und zwar an der schwächsten Stelle, mindestens ebenso groſs sein muſs, wie die Querschnittsfläche der stärksten dazwischen fassenden Zugstange. Im vorliegenden Falle würde also der Durchmesser der geneigten, mit dem Sparrenfuſs verbolzten Rundstange für die Stärke der Kuppelplatten maſsgebend sein. Plattenstärken

von 1 bis höchstens 2 Centim. können als die gewöhnlichsten betrachtet werden. Die Befestigung der Stangenenden an den Platten geschieht mittelst gewöhnlicher Schraubenbolzen, seltener durch Splintbolzen und Keilstellung.

Der Längenverband könnte hier vortheilhaft dadurch gewonnen werden, dafs man in der Ebene der Binderstreben eine Diagonalverspannung aus ca. 1 Centim. starken Rundeisen *a*, Fig. 891 und 892, anordnet, die mit ihrem

Fig. 893.

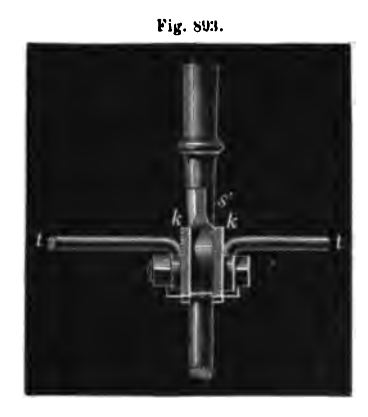
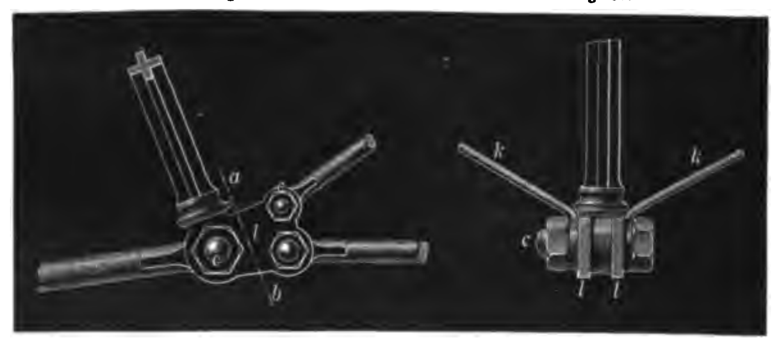


Fig. 894 und 895.



gebrochenen Kopfende an die Stofsbleche *b* und die dazwischen befindliche Sparrenrippe, mit ihrem Fufsende dagegen an die Kuppelplatten *k* des benachbarten Binders anzuschliefsen sind. Eine starke Schraube *s* verbindet hier die, an die Aufsenfläche jener Platten angreifenden Stangen der Kreuzverbindung mit dem dazwischen fassenden Strebefufs *s'* zu einem festen und unverschiebbaren Knoten.

Fig. 896. Fig. 897.



Minder empfehlenswerth dürfte die Anordnung sein, wonach die Enden solcher Kreuzstangen ohne weitere Befestigung nur um den Fufs der nächsten Strebe fest herumgeschlungen werden, obwohl diese Procedur den Vortheil der schnelleren Ausführung für sich hat. Auch läfst sich in derselben Absicht von horizontal zu verlegenden Rundstangen *tt*, Fig. 893, Gebrauch machen, deren bereits früher Erwähnung gethan, und die sich an die äufseren Flächen der Kuppelplatten durch rechtwinkliges Umbiegen ihrer Enden in ähnlicher Weise

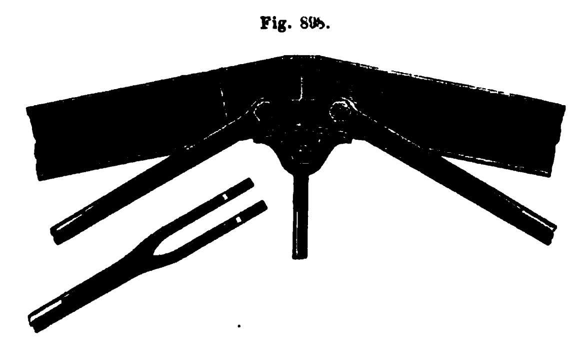
anschliefsen, wie dies mit den Fufsenden der Kreuzverbindung zu geschehen pflegt; leztere Figur stellt demzufolge einen vertikalen Durchschnitt durch die Platten *k k* dar.

Bei Anwendung von kreuzförmigen Streben dürfte die Verbindung derselben mit den Kuppelplatten auf zweckmäfsige Weise dadurch zu bewirken sein, dafs man sie mittelst einer angegossenen Fufsplatte *q*, Fig. 894 und 895, auf den Kuppelplatten *kk* aufruhen läfst, während ein unterhalb angegossener Zapfen *z* mit den letzteren verbolzt wird. Auch hat man sich hierbei, um der Strebe eine kleine Bewegung zu gestatten, einer aus Gufsstahl bestehenden und zwischen die Platten eingelegten Pfanne bedient, auf der das sphärisch gestaltete Fufsende derselben frei und ohne Befestigung aufruht.

In veränderter, wenn auch nicht in verbesserter Weise findet man diese Verbindung zuweilen wohl noch im Sinne der Figuren 896 und 897 ausgeführt, wobei die Kuppelplatten als selbstständige Verbandstücke fortfallen und durch die, an der unteren Endigung der Streben angegossenen, beiden Vertikalplatten *ll* ersetzt werden; zwischen diesen erfolgt die Verbolzung der betreffenden Stangenenden ganz ebenso, wie bereits oben bemerkt. Die Längenverspannung geschieht dann auch hier durch Kreuzstangen *k*, deren Befestigung mit den Kuppelplatten durch den gemeinschaftlichen Bolzen *c* bewirkt wird.

Eine derartige Construction ist aber durchaus als verwerflich zu betrachten; sie widerspricht dem anerkannten Grundsatze, dafs solche Verbandstücke, die einer Zugspannung zu genügen haben, nicht aus Gufseisen construirt werden dürfen.

Fig. 898.



Endlich ist noch aus Fig. 898 die Verbindung beider Bindersparren in dem First zu ersehen; den Stofs derselben decken zwei Vertikalbleche, die von den gabelförmigen Endigungen der geneigten Stangen umfafst und mit diesen verschraubt werden. Die Befestigung der mittleren Stange erfolgt an der vertikalen Rippe eines mit der unteren Flansche der Sparren verschraubten T-Eisens.

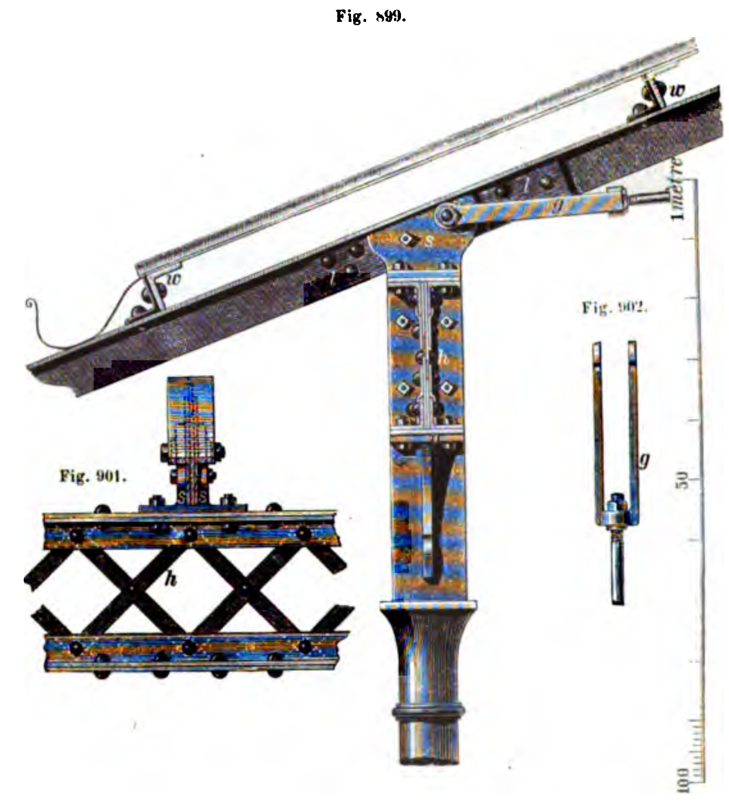
Die im Querschnitt, Fig. 881, mit *m* bezeichnete Muffe, welche ein späteres Nachspannen des mittleren Zugstangenstücks gestattet, ist bereits früher detaillirt gegeben worden.

Bei den bisher besprochenen Dachgebinden wurde angenommen, dafs das Auflager eines jeden Sparrens auf voller Mauer erfolgt. In den nachfolgenden Figuren soll nun noch gezeigt werden, in welcher Art sich diese Verbindung bei übertretenden Sparren gestaltet, die, wie dies beispielsweise bei offenen Hallen geschieht, auf eisernen, durch Säulen unterstützten Trägern aufruhen.

Fig. 899 zeigt eine derartige Construction im Querdurchschnitt. Die hier T-förmig gedachten Sparren liegen in gufseisernen Schuhen *s*, die mit ihrer

Fufsplatte auf der oberen Gurtung des Gitterträgers *h* mittelst 4 Bolzen verschraubt sind. Um einen besseren Anschlufs der Seitenwände des Schuhes an

Fig. 899.



die vertikale Sparrenrippe zu erzielen, sind an die letztere zu beiden Seiten die Laschen *ll* angelegt und mit dieser mehrfach vernietet. Die Befestigung der Zugstange mit dem Sparrenauflager wird durch die Gabel *g* vermittelt, deren Arme die Seitenwände des Schuhes mit den dazwischen befindlichen Constructionstheilen zu einem festen Ganzen verbinden. In Fig. 900 ist ein Stück der Horizontalprojection mit der Aufsicht auf den gufseisernen Schuh, und in Fig. 901 die Vorderansicht desselben in Verbindung mit dem durchschnittenen Sparren dargestellt. Die Form und Gröfse der Gabel geht aus Fig. 902 hervor.

Fig. 900.

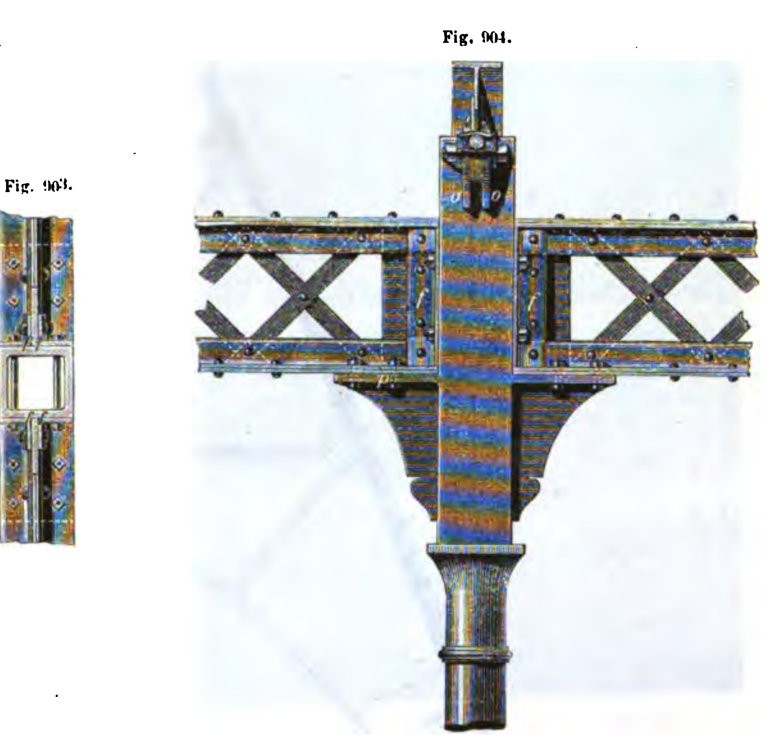


Das Dach soll mit gewelltem Zinkblech eingedeckt werden, zu welchem Zweck in Entfernungen von 88 Centim. die durchlaufenden Winkel *w* als Fetten anzuordnen sind; ihre Befestigung erfolgt, wie dies bereits früher erwähnt, durch anderweitige kleinere Eckeisen; eine Dachschalung ist in solchem Falle entbehrlich.

An denjenigen Stellen, wo die Gitterträger gegen eine Säule stofsen, erhalten diese über dem Kapitäl einen prismatischen, entsprechend hohen Aufsatz; die an die Seitenwände desselben angegossenen und durch Vertikalrippen unterstützten Platten *p* verschaffen den Trägerenden ein ausreichendes Auflager.

Fig. 903.

Fig. 904.



Zur weiteren Befestigung dienen hier noch 4, in den Ecken vertikal aufsteigende Winkel *f*, wie sich dieses auch aus den Figuren 903 und 904, Horizontalschnitt und Vorderansicht dieser Verbindung, deutlich erkennen läfst; die an die Zwischenwand des Trägers sich anschliefsenden Schenkel jener Winkel müssen oben und unten nothwendig mit einer Verkröpfung versehen werden.

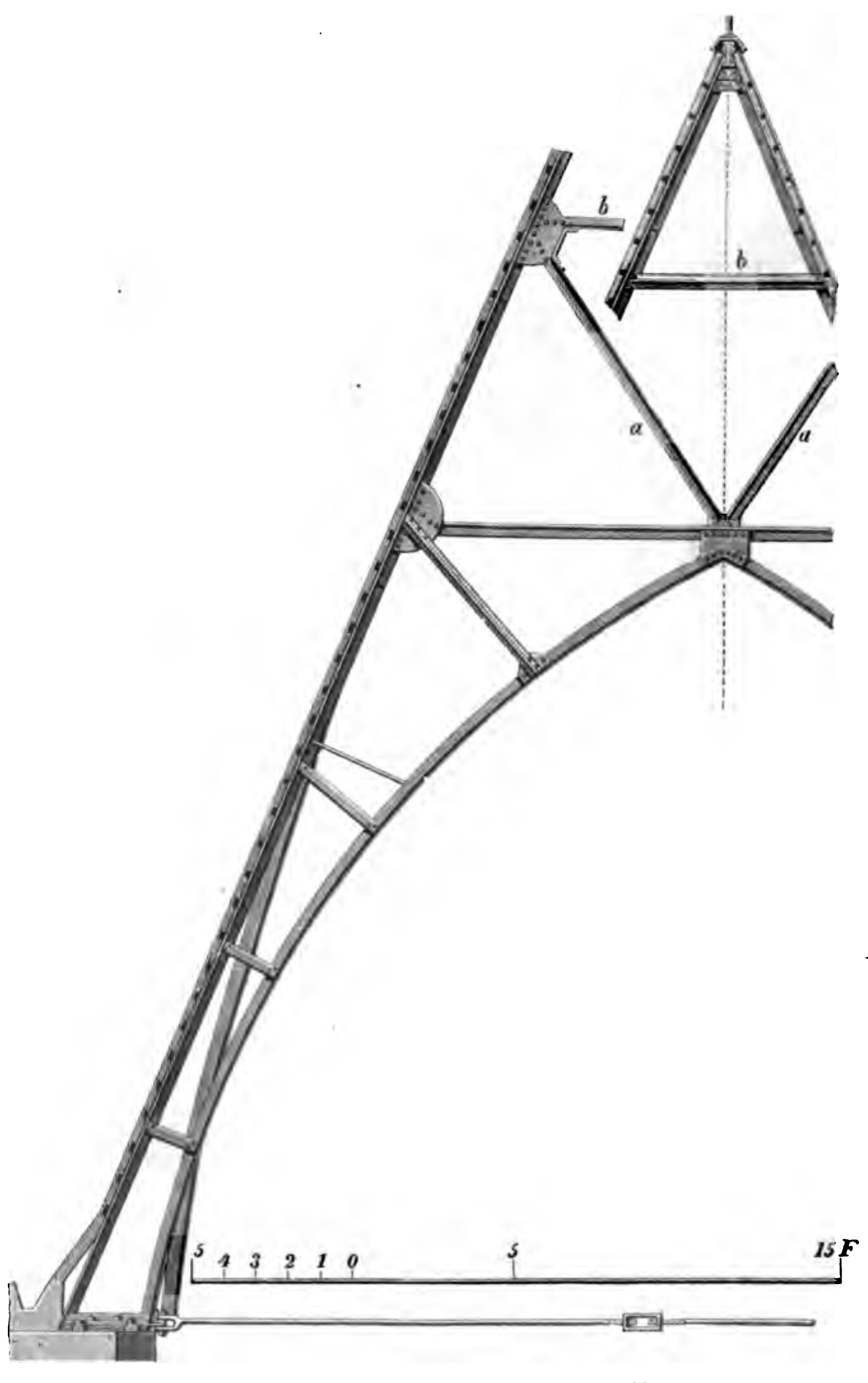
Noch wäre zu bemerken, dafs diejenigen Sparren, welche gerade über einen Säulenaufsatz fortgreifen, in einem Ausschnitt desselben liegen und hier von den beiden angegossenen Lappen *o* umfasst werden, vergl. Fig. 905, mit denen sich die bereits oben erwähnte Gabel *g* verbindet.

Fig. 905.

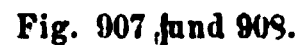
Die Stäbe der Gitterwand sind, wie aus den Figuren 901 und 904 ersichtlich, nach Mafsgabe der zunehmenden Belastung derselben über den Auflagerenden des Trägers etwas breiter, als in der Mitte vorausgesetzt.

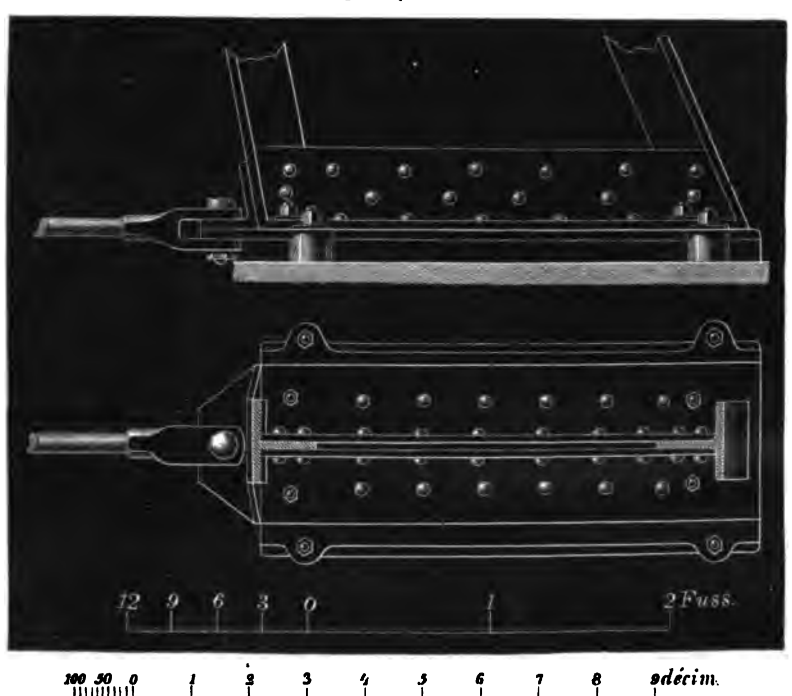
Nach den im Jahrgang XII, Heft 11 und 12, enthaltenen Mittheilungen der »Zeitschrift für Bauwesen« geben wir in nachfolgenden Figuren die

Fig. 906.



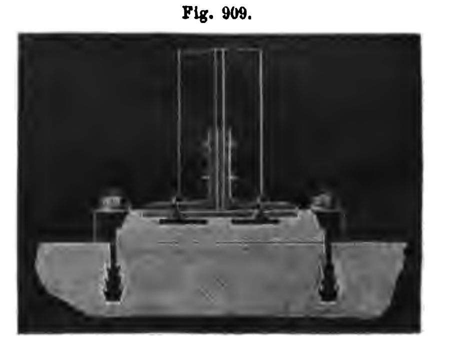
Eisenconstruction des Dachstuhls auf dem Lang- und Querschiffe des Domes zu Köln, die besonders deshalb so interessant ist, weil sie, in Ermangelung ähnlicher Beispiele, als erster Versuch zu betrachten ist, auch im Kirchenbau das hölzerne Dachwerk zu beseitigen und solches ausschliefslich durch Schmie-


Fig. 907 und 908.



deeisen zu ersetzen. Die allgemeine Anordnung des Querschnittes geht aus Fig. 906 hervor. Sie besteht aus 32, in ca. $3^{m}75$ Entfernung von einander aufgestellten Hauptbindern, deren Höhe und Neigungswinkel den Abmessungen des vorhandenen Chordaches genau entspricht.

Die Sparren dieser Binder, sowie die darunter befindlichen schlanken Tragebogen, die unter sich durch Blechabsteifungen von 1,1 Centim. Stärke zu einem Hauptsystem verbunden wurden, sind aus gewalztem T-Eisen hergestellt, und haben bei einer Eisenstärke von 1,3 Centim. eine horizontale Schenkellänge von 12,4 und eine vertikale Schenkellänge von 9,1 Centim. erhalten. Mit ihrem unteren Ende ruhen die Binder mittelst eines, durch beiderseitig angenietete Winkeleisen gebildeten Fufses auf gufseisernen gehobelten Platten, die zur Beseitigung des Seitenschubes durch eine 4 Centim. im Durchmesser starke Zugstange untereinander verbunden sind, wie sich aus den Figuren 907 bis 909


Fig. 909.

erkennen läfst; eine eingelegte Kuppelung gestattet die Regulirung dieser Verbindung.

Im Scheitel des grofsen Spitz- und Tragebogens ist ein Hauptkehlbalken angeordnet, über dem ein T-förmiger Langträger liegt und der zugleich dazu

Fig. 910.



Fig. 911.

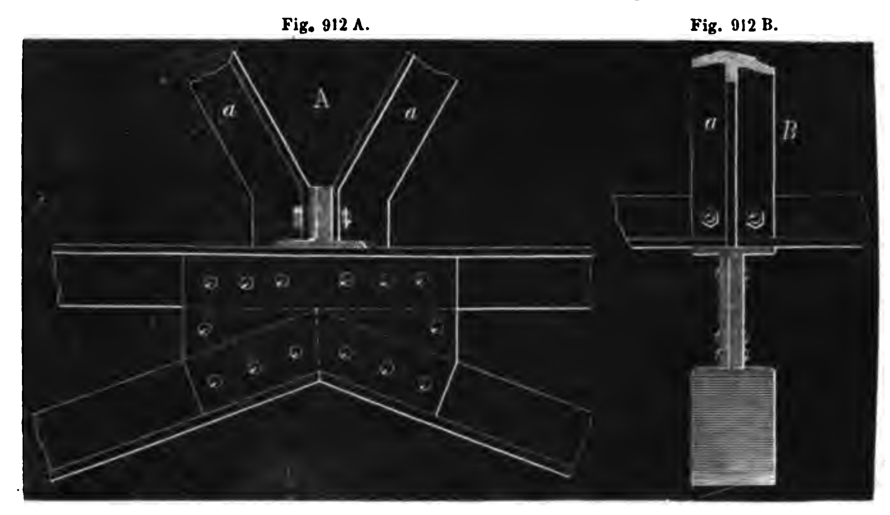


dient, den beiden Streben *aa* einen festen Stützpunkt zu geben. Oberhalb der letzteren erhalten die Sparren eine weitere Unterstützung durch zwei kleinere Kehlbalken *bb*, während sie bei ihrer Vereinigung in dem First durch doppelte Deckbleche verschraubt sind, an deren Seitenflächen beiderseitig die Winkel *cc* zur Aufnahme des T-förmigen Firstbalkens *d* ihre Befestigung finden. Aus den Detailzeichnungen der Figuren 910 und 911 ist diese Verbindung, und aus den Figuren 912 *A* und *B* der Zusammenstofs der verschiedenen Verbandstücke im Scheitel des Spitzbogens ersichtlich.

Um eine Längenverbindung herzustellen, liegen in jeder Dachfläche 9 T-förmige Fetten, deren freies Endauflager zwischen zwei Hauptgebinden durch die gufseisernen Winkeleisen *ee*, Fig. 913 *A* und *B*, gesichert ist; sämmtliche Nietlöcher haben dabei eine elliptische Gestalt erhalten, in Folge deren eine durch Temperaturdifferenzen hervorgerufene Längenveränderung der Fetten ermöglicht ist, ohne die Dachbinder einem Seitendrucke auszusetzen. Die Entfernung der Fetten von einander beträgt im Mittel $1^{m}56$; auf ihnen ruhen kleine eiserne Sparren, die in Weiten von 70 Centim., parallel zu den Hauptbindern.

angeordnet und auf der oberen Querrippe der T-förmigen Fetten mittelst Schrauben befestigt sind. Der Querschnitt dieser Sparren ist quadratisch von 4,5 Centim. Seitenlänge; behufs Befestigung der Dachschalung sind sie mit runden

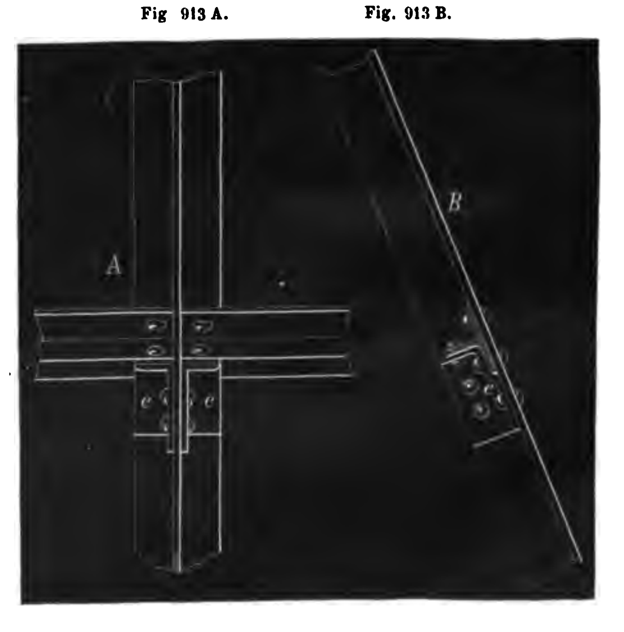
Fig. 912 A. Fig. 912 B.



Löchern versehen, deren Durchmesser 0,6 Centim. beträgt; die Schalung selbst besteht aus tannenen Brettern, die unmittelbar auf den kleinen Sparren in Zwischenweiten von 10,5 Centim. durch Holzschrauben befestigt wurden.

Zur Beseitigung von Schwankungen in der Längenrichtung des Daches sind zwischen den Hauptgebinden, in der Richtung der Dachfläche, je zwei Diagonalverspannungen eingefügt, die, wie Fig. 914 zeigt, aus 2 Centim. starken Rundstangen bestehen, deren Endigungen zwischen den Eckeisen *nn* und der Platte *m* verschraubt wurden.

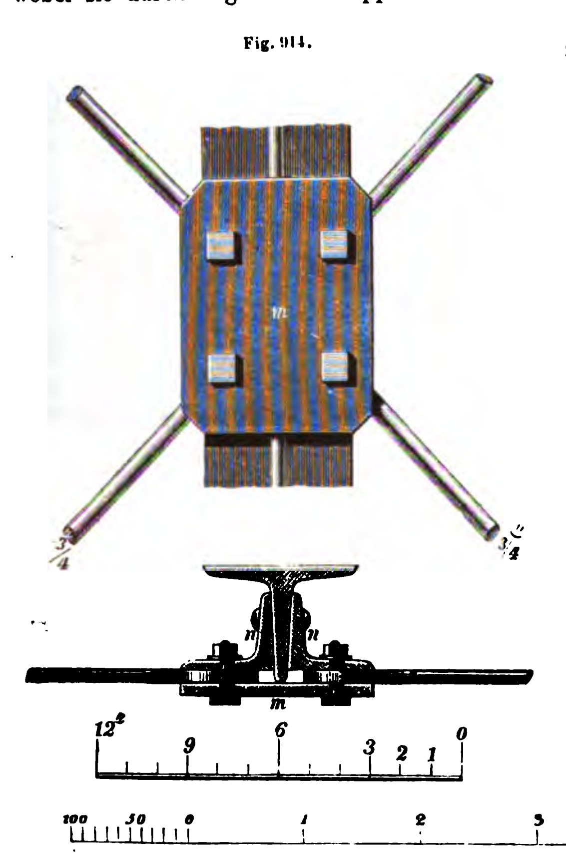
Fig 913 A. Fig. 913 B.



Auf dem Firsteisen des Kirchendaches ist der 1m25 hohe Dachkamm befestigt, dessen Ornamentik aus Zink mit 0,5 Centim. Wandstärke gegossen ist. Im Inneren dieser Ornamente dienen Eisenstangen *s*, Fig. 911, zur Stütze gegen den Winddruck, und wurden, zur Verhinderung eines elektrochemischen Zersetzungsprocesses, die entstehenden Zwischenräume zwischen Zink und Eisen mit Asphalt ausgegossen, der die Stützeisen von den Zinkwandungen hinreichend isolirt.

Das ganze zu dem Lang- und Querschiffe des Domes gehörige Kirchendach enthält, bei einer Firstlänge von zusammen 115^m2 etwa 3830,5 $\square^m$ Dachfläche, die gleichmäfsig mit gewalzten Bleiplatten von 25^k Gewicht pro $\square^m$ eingedeckt ist. Die Verbindung der einzelnen Tafeln geschah durch doppelte Falze, wobei sie durch angelöthete Lappen auf der Dachschalung angeheftet sind.

Fig. 914.



Die Verwendung an Eisen zum Dachstuhl über dem Lang- und Querschiffe des Domes beträgt, laut Revisions-Rechnung, an Gufseisen 21670 Ctr., à 37 Thlr. pro 1000 Ctr.; an Schmiedeeisen 339288 Ctr., à $74\frac{1}{2}$ Thlr. pro 1000 Ctr., zusammen im Werthe von 26078 Thlr. 22 Sgr. 4 Pf., in welchem Betrage die Materialbeschaffung, die Bearbeitung und die Aufstellung an Ort und Stelle eingeschlossen war. Die Gesammtausgabe für das neue Domdach, incl. aller Kosten für Verschalung, Blei-Eindeckung, Eisenconstruction und Gerüste, betrug annähernd 54000 Thlr., mithin — bei einer Firstlänge von 115^m2 — pro lfd. Meter des Daches etwa 467 Thlr., oder pro $\square^m$ der fertigen Dachfläche 14 Thlr.

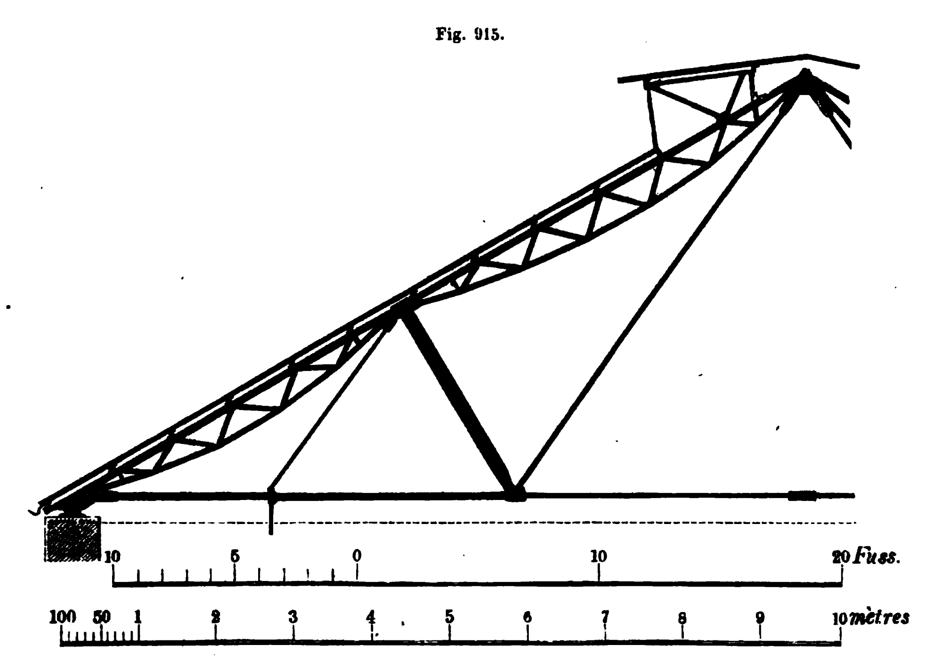
Das im Jahre 1824 aus Tannenbauholz neu errichtete Chordach, von gleichen Querschnitts-Abmessungen und gleicher Bleibedeckung, erforderte bei 32^m7 Firstlänge und einer Bausumme von ca. 20000 Thlr. einen Kostenaufwand von 611,5 Thlr. pro lfd. Meter des Daches — ein Mehrbetrag, der durch den seit dem Jahre 1824 bedeutend gestiegenen Holzwerth für eine derartige Ausführung noch entschieden erhöht worden wäre. Hiernach bestätigt sich die bereits an einer anderen Stelle gemachte Bemerkung, dafs ähnliche Constructionen in Schmiedeeisen, neben ihren anderweitigen Vorzügen gegen hölzerne Dachverbindungen, auch hinsichtlich des Kostenpunktes noch eine erhebliche Ersparnifs zur Folge haben.

Wir führen nun in Nachfolgendem einige von J. W. Schwedler »elegant« construirte, in der »Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang XIX, Heft I bis III,« mitgetheilte Dachconstructionen vor, die über den Retortenhäusern einzelner Gas-Anstalten in Berlin zur Ausführung gekommen sind. Dieselben wurden ohne Ausnahme als Fettendächer construirt, deren Binderweiten von der Achsentheilung der in der Front befindlichen Fensterpfeiler abhängig ist. Die

Fetten liegen grofsentheils über den Bindern, woraus sich in erhöhtem Mafse die Nothwendigkeit ergab, die letzteren durch regelmäfsig angeordnete, in der Dachfläche liegende Diagonalstangen, die vom Firstpunkte bis zur Traufe durchgreifen, gegen Seitenschwankungen sicher zu stellen. Zum Zweck einer günstigeren Ausgleichung der durch Temperaturdifferenzen hervorgerufenen Längenveränderung sind die gestofsenen Fettenenden auch hier durch Laschen mit länglichen Bolzenlöchern verbunden; mit den Fetten der letzten Dachbinder erhielten die Giebelmauern eine solide Verankerung und hiermit zugleich eine gröfsere Stabilität.

Fig. 915 zeigt im Querdurchschnitt einen dieser Dachbinder, die eine Spannweite von 18^m8 überdecken. In das nach einfachstem Princip construirte Hauptsystem (System 1ter Ordnung) sind hier Nebensysteme (Systeme 2ter Ordnung) von origineller Form eingelegt; dieselben bestehen nämlich aus parabolischen Balken, deren obere gedrückte Gurtung mit dem zu unter-

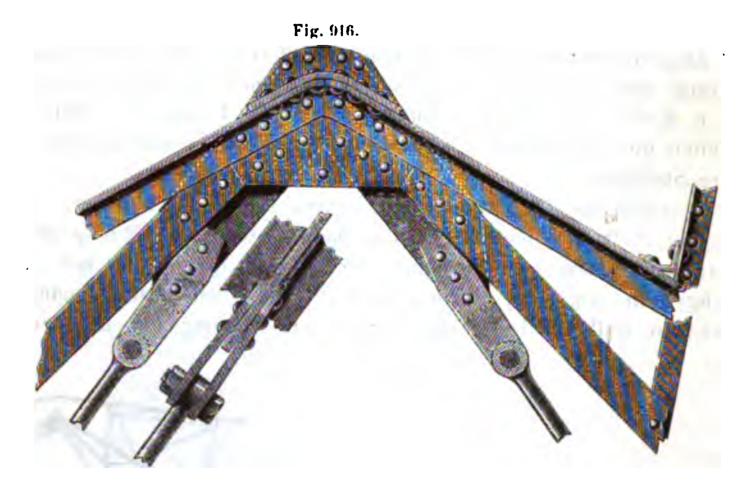
Fig. 915.



stützenden Sparrentheil zusammenfällt, während die gezogene parabolische Gurtung unterhalb der Dachfläche liegt und sich hier mit den Hauptknotenpunkten des Systems verbindet. Das Theilungsmafs der zwischen beiden Gurtungen eingelegten Stäbe ergab sich aus der Anordnung der eisernen Winkel-Fetten, deren Entfernung von einander — durch die Länge der gewellten Zinkbleche bedingt — 0^m88 beträgt. Hiernach wird die von den Nebensystemen aufgenommene Belastung der Dachfläche successive auf die Knotenpunkte des Hauptsystems übertragen; für die rechtwinklig zur Sparrenrichtung gestellte Hauptstrebe ergab sich daher eine erhebliche Druckspannung, in Folge dessen der Querschnitt derselben aus doppelten Winkeln construirt wurde, die sich in ihrem Kopf- und Fufsende mit zwischengelegten Platten verbinden. Eine weitere Belastung dieser Strebe erfolgt noch durch eine schräg aufsteigende Stange, die dazu bestimmt ist, einen an der Mauer befindlichen Laufgang anzuhängen. Die

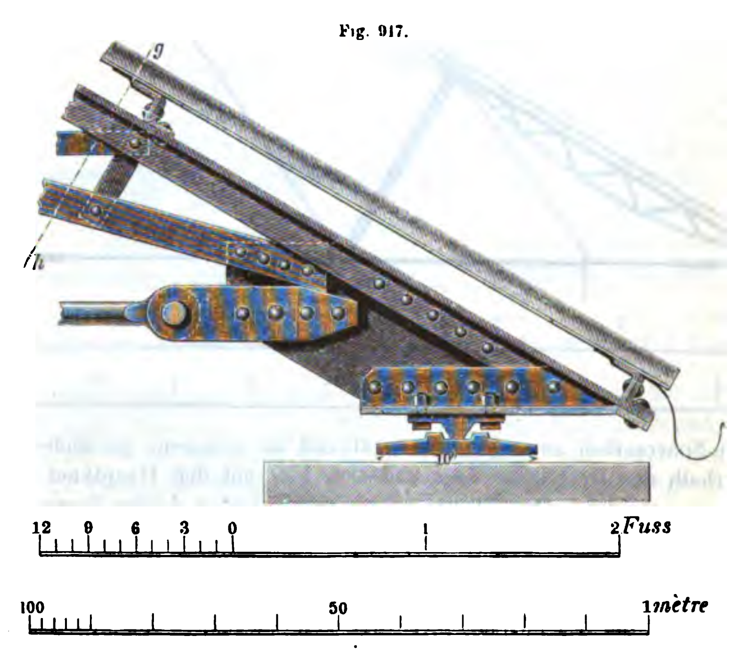
Eindeckung des Daches besteht aus gewelltem Zinkblech, dessen Tafeln $1^{m}88$ lang und $0^{m}94$ breit sind. Zu ihrer Unterstützung dienen die bereits oben erwähnten eisernen Fetten in Winkelform; mittelst kleiner Eckeisen erhal-

Fig. 916.



ten dieselben auf den Bindersparren ihre Befestigung. In dem First konnte eine derartige Fette nicht angeordnet werden, da die Retortenöfen in der Mitte des Gebäudes stehen, weshalb auch die Schornsteine hier in die Höhe geführt

Fig. 917.



wurden. Eine auf den First aufgesetzte Laterne vermittelt den Abzug des Rauches und der Gase.

In Fig. 916 ist das Detail der Verbindung dieses Punktes dargestellt. Die Sparren bestehen aus doppelten, in einem Abstande von 1,3 Centim. nebeneinander gelegten Winkeln von je 5,8 Centim. Schenkellänge und 0,8 Centim.

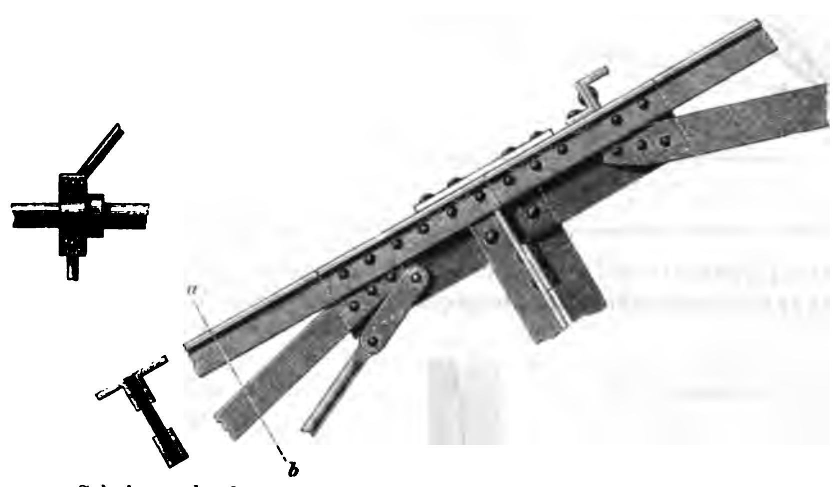
Stärke. Wie bereits an einer anderen Stelle hervorgehoben, bietet gerade dieser Querschnitt den grofsen Vortheil dar, dafs die Verbindung der sich anschliefsenden Constructionstheile in hohem Grade erleichtert wird. Zu diesem Zweck dient gewöhnlich ein, zwischen die vertikalen Schenkel der Winkel eingelegtes Blech, an dem die übrigen Verbandstücke mittelst doppelter Laschen ihre Befestigung finden. Damit die Einzeltheile eines jeden Bindersparrens noch vor der Aufstellung desselben fertig zusammengesetzt und genietet werden konnten, besteht hier jene Zwischenplatte aus zwei Hälften, die erst nach vollendeter Aufstellung durch Stofsplatten untereinander verbunden wurden.

Fig. 918.



Obgleich bei dem, nicht sehr bedeutenden Auflagerdruck ein bewegliches Rollsystem vermieden werden konnte, so ist doch wenigstens eine theilweise Verschiebbarkeit an beiden Enden ermöglicht worden, wie dies aus den Figuren 917 und 918 (letztere Figur ist ein Schnitt nach der Linie *gh*) hervorgeht. Auch

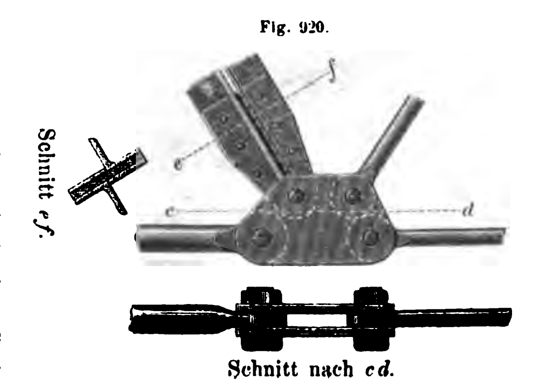
Fig. 919.



Schnitt nach *ab*.

hier wurde zwischen die beiden Sparrenhälften ein Blechstück eingeschoben, welches sowohl von den Endstücken der parabolischen Gurtung, wie von den beiden Laschen umfasst wird, zwischen denen die Verschraubung der Zugstangenenden stattfindet. Die Verbreiterung des Auflagers ist dabei durch zwei, an die Sparren und an die Zwischenplatte angenietete Eckeisen bewirkt, deren horizon-

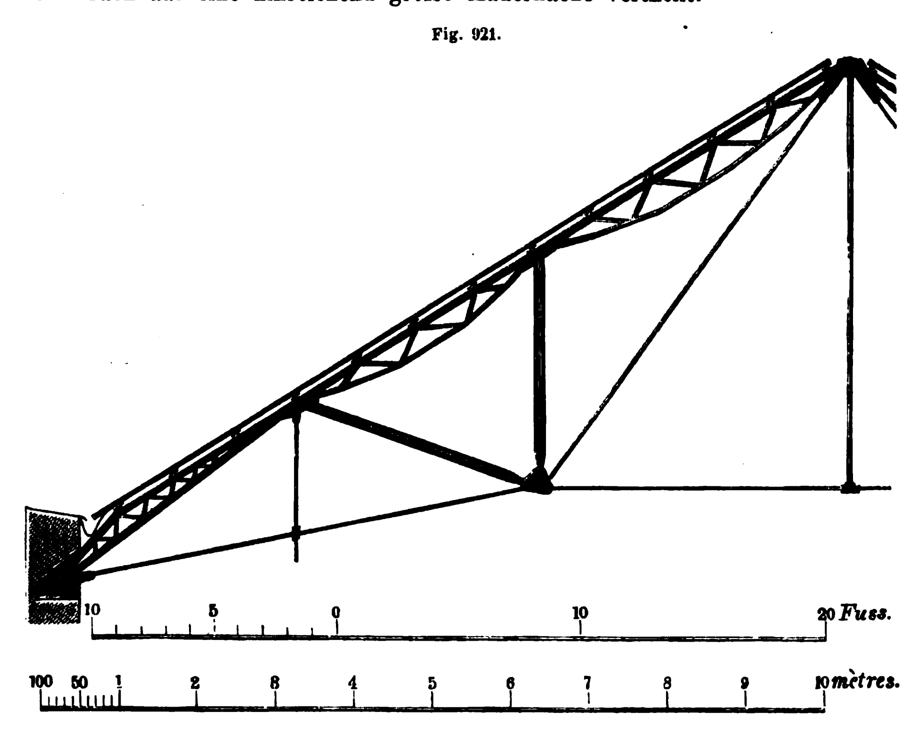
Fig. 920.



Schnitt nach *cd*.

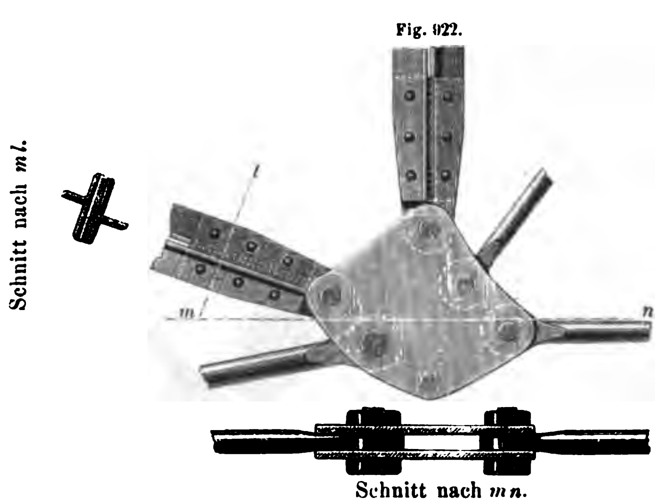
tale Schenkel mit einem gufseisernen Zwischenlager verschraubt sind; das letztere ruht mittelst einer, nach unten sich verjüngenden Querrippe auf einer 2,6 Centim. starken Mauerplatte, die bei einer Länge und Breite von 26 Centim. den Druck auf eine hinreichend grofse Mauerfläche vertheilt.

Fig. 921.



Die Figuren 919 und 920 veranschaulichen endlich noch die Details in den mittleren Knotenpunkten des Hauptsystems, nämlich die Verbindung der aus Doppelwinkeln bestehenden Strebe oben mit dem Sparren, und unten mit den Kuppelplatten und den gleichzeitig hier zusammentreffenden Rundstangen. Die Befestigung des Strebefufses erfolgte hier — ähnlich wie im Kopfpunkte — in der Weise, dafs zwischen die Schenkel der neben- und hintereinander verschoben gestellten Winkel schwache Blechplatten eingelegt wurden, die sich zwischen die Kuppelplatten fortsetzen und mit denselben verschraubt sind. Eine zweite, darüber befindliche Platte

Fig. 922.

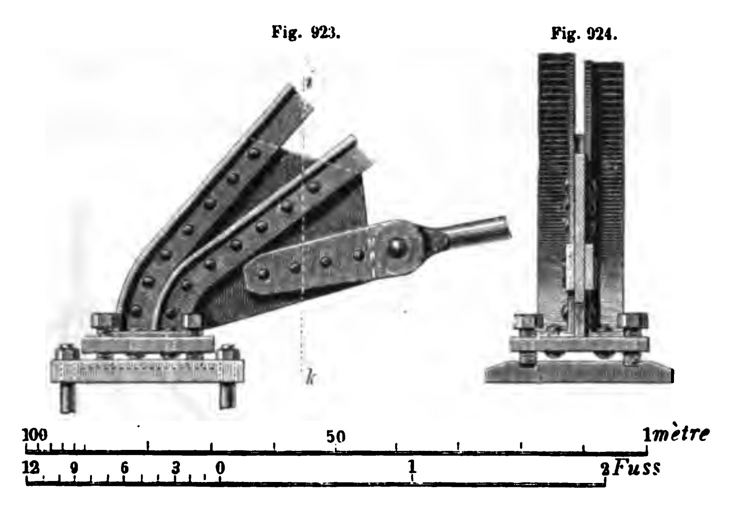


Schnitt nach mn.

steht **rechtwinklig** zu der ersteren und ist mit den correspondirenden beiden anderen Schenkeln jener Winkel befestigt.

Bei Berechnung des Querschnitts der einzelnen Theile wurde für den □ Meter der Dachfläche, einschliefslich des Eigengewichts derselben, eine Belastung von

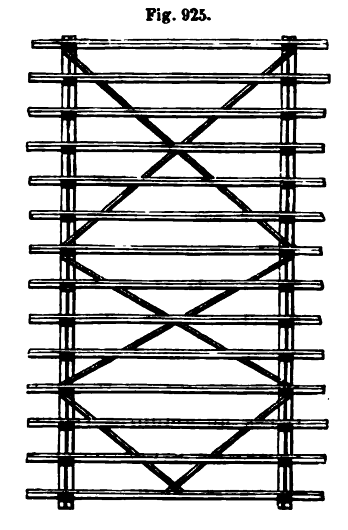
Fig. 923. Fig. 924.



152^k zu Grunde gelegt. Das ganze Gewicht der Eisenconstruction, bestehend aus den Hauptbindern, den Fetten, dem Diagonalverbande und der Laterne, beträgt pro □ Meter Grundfläche des überdeckten Raumes nur 26^k8.

Aehnliche parabolische Balkenformen, eingeschaltet als Systeme **zweiter** Ordnung, finden sich bei der zu einem anderen Retortenhause gehörigen Dachconstruction, die, wie aus Fig. 921 ersichtlich, eine Spannweite von 20^m35 von Mitte zu Mitte der Auflager überdeckt. Ein kleiner Unterschied tritt hier nur darin hervor, dafs das System zweiter Ordnung im untersten Drittel der Sparrenlänge nicht **unter**, sondern **über** dem System erster Ordnung liegt. Diese Abweichung ist in der eigenthümlichen Anordnung der Dachrinne begründet, die hier **hinter** der Frontmauer placirt wurde.

Fig. 925.



Von den beiden Streben des Hauptsystems steht die eine **vertikal**, die andere **schräge**; in beiden Fällen ist die in ihnen hervorgerufene Druckspannung **gröfser**, als bei einer rechtwinklig gegen die Sparren gerichteten Stellung. Der an ihrem Fufsende entstehende Knotenpunkt ist auch hier mittelst zweier vertikaler Kuppelplatten construirt, wie dies aus Fig. 922 zu erkennen; um noch anderweitige, im freien Arbeitsraume befindliche Lasten an diesen festen Punkt aufzuhängen, wurden jene Platten vorsorglich mit entsprechenden Bolzenlöchern versehen.

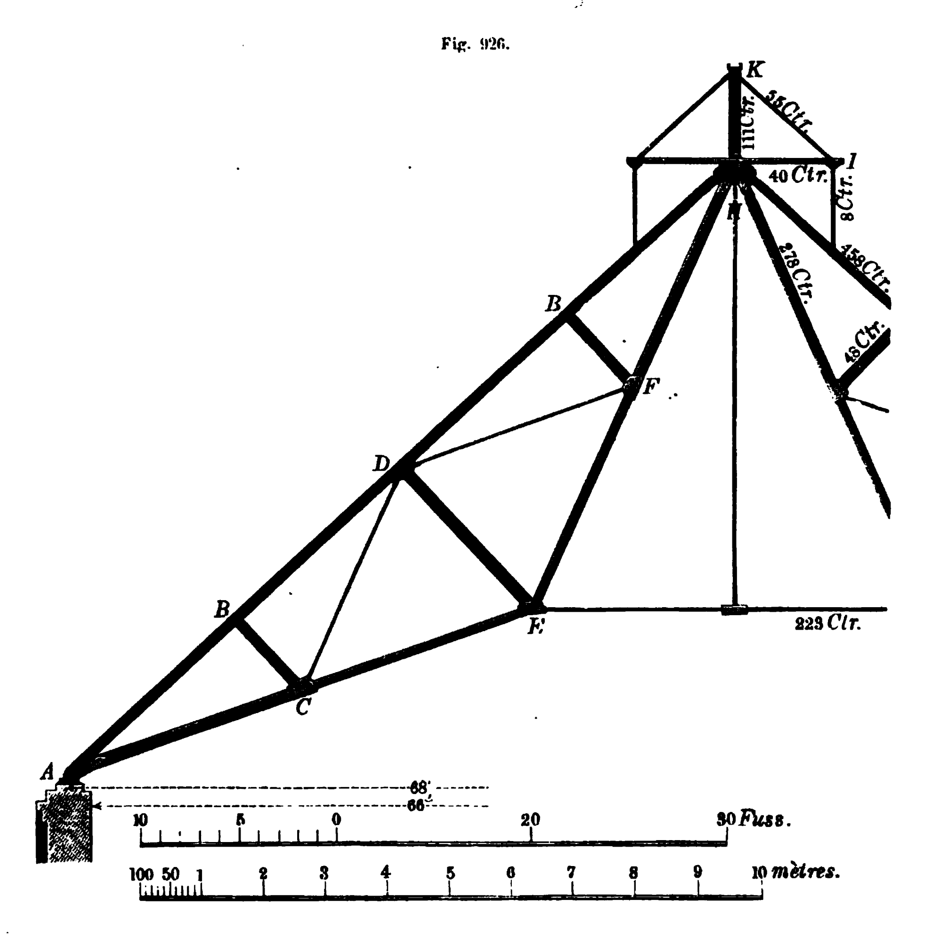
Das Auflager der Dachbinder, vergl. die Figuren 923 und 924, ruht hier auf 4 **Stellschrauben**, mittelst deren eine gleichmäfsige Vertheilung des

Druckes ermöglicht ist; einer seitlichen Verschiebung der Auflagerpunkte wurde dadurch vorgebeugt, dafs die unten abgerundeten Schrauben in Rinnen der Fufs- oder Mauerplatte eingreifen; die letztere ist mit dem Mauerwerk durch zwei Bolzen verankert.

Aus Fig. 925 ist noch ein Theil der, zwischen zwei Bindern angebrachten Diagonalverspannung ersichtlich; dieselbe, aus Flacheisen bestehend, liegt in der Dachfläche und hat den Zweck, die einzelnen Binder gegen alle Eventualitäten nach der Seite auszusteifen.

Es folgen nun ferner noch zwei, ebenfalls nach den Entwürfen Schwed-

Fig. 926.

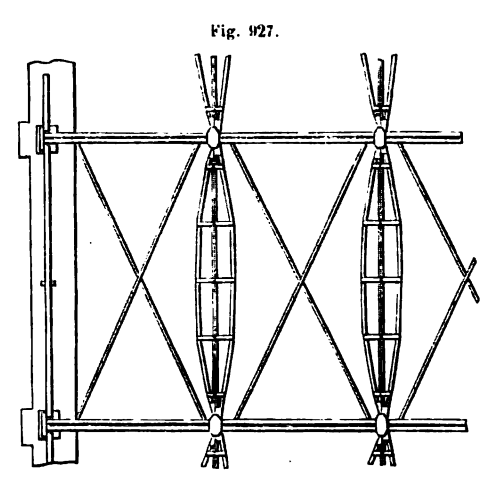


ler's ausgeführte Dachconstructionen, von denen die erstere das neue Retortenhaus der städtischen Gas-Anstalt am Stralauer-Platz, die andere ein zu gleichem Zwecke dienendes Gebäude am ehemaligen »Hellweg« in Berlin überdeckt. Beide Dächer sind in steiler Form unter Anwendung von hölzernen Sparren construirt, die in gewöhnlicher Weise gelattet wurden; die Eindeckung erfolgte mit Dachsteinen, in der Art und Weise eines Kronendaches.

Die erste dieser Dachconstructionen ist in Fig. 926 im Querdurchschnitt dargestellt. Jeder Bindersparren besteht hier aus zwei, im Abstande von 2,6 Centim.

neben einander verlegten E-Eisen (][), deren Höhe 10 Centim. beträgt; ihre Flanschenbreite mifst 6,5 und die Eisenstärke 0,9 Centim. Zur Verbindung derselben untereinander dienen Vertikalbleche, die in die Stütz- und Knotenpunkte eingeschoben und mit dem Sparren vernietet wurden. Bei der grofsen Spannweite des Daches von $20^{m}61$ im Lichten und $21^{m}34$ von Mitte zu Mitte der Auflager, erfolgt die Unterstützung jedes Bindersparrens durch eine Strebe des Hauptsystems und aufserdem, auf je $\frac{1}{4}$ seiner Länge, durch zwei kürzere Streben, dem Nebensystem angehörig; der von den letzteren aufgenommene Druck wird auch hier auf die Knotenpunkte des Hauptsystems übertragen.

Fig. 927.



Der Achsentheilung der Fensterpfeiler entsprechend, sind die

Fig. 928.

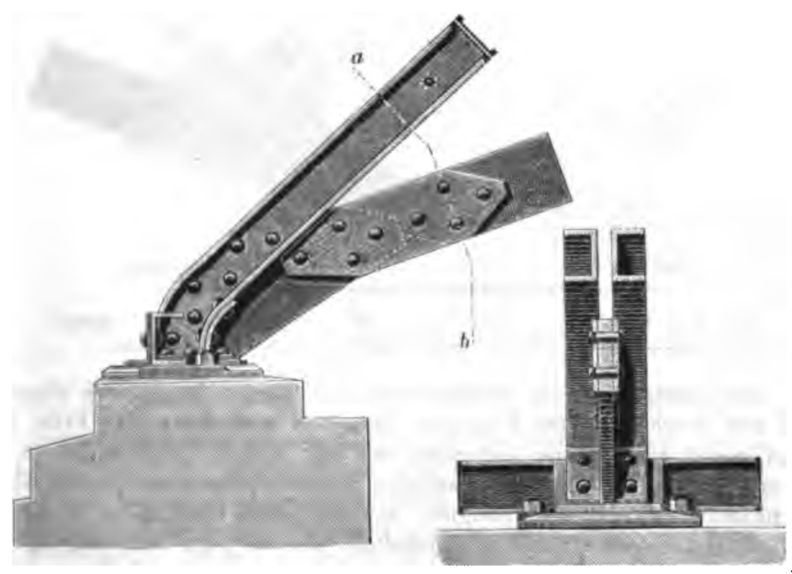
Fig. 929.

Querschnitt der Fette in der Mitte.

12 6 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 *Fuss.*

100 50 0 1 2 3 *mètres.*

Fig. 930 und 931.

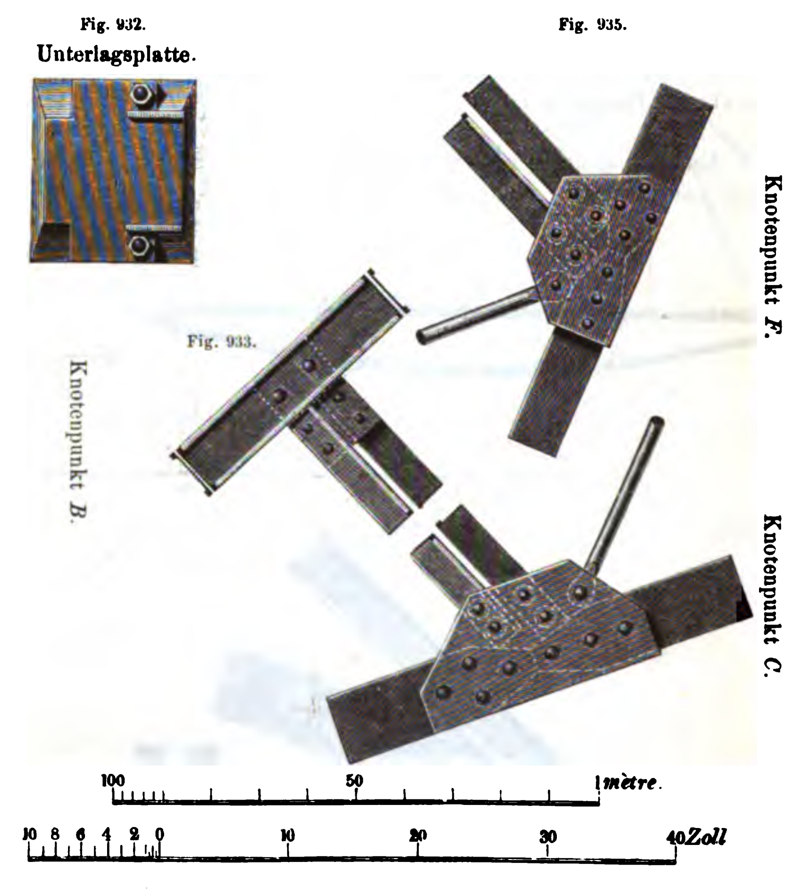


Knotenpunkt *A* (Auflager). Schnitt nach *ab*.

einzelnen Binder in Entfernungen von 4m63 aufgestellt. Bei der daraus sich ergebenden grofsen Freilänge der Fetten schien es nicht angemessen, dieselben — wie sonst üblich — als T-förmig ausgewalzte Träger in Anwendung zu bringen; es sind statt ihrer vielmehr eigenthümlich gestaltete, parabolische Balken verwendet worden, die aus zwei gekrümmten, nach der Mitte divergirenden unteren Gurtungen aus Flacheisen bestehen, wie sich dies aus der Horizontalprojection, Fig. 927, erkennen lässt. In Fig. 928 ist ferner die Ansicht, und in Fig. 929 der Querdurchschnitt dieser Fette dargestellt. Die Form eines rechtwinkligen, gut ausgesteiften Dreiecks wurde besonders durch die Rücksicht auf eine möglichst grofse Seitensteifigkeit der Fette veranlafst, da diese sonst in Folge des Winddruckes, der bei dem so steilen Dache eine grofse Angriffsfläche findet, einer seitlichen Durchbiegung ausgesetzt wäre.

Fig. 932.
Unterlagsplatte.

Fig. 935.



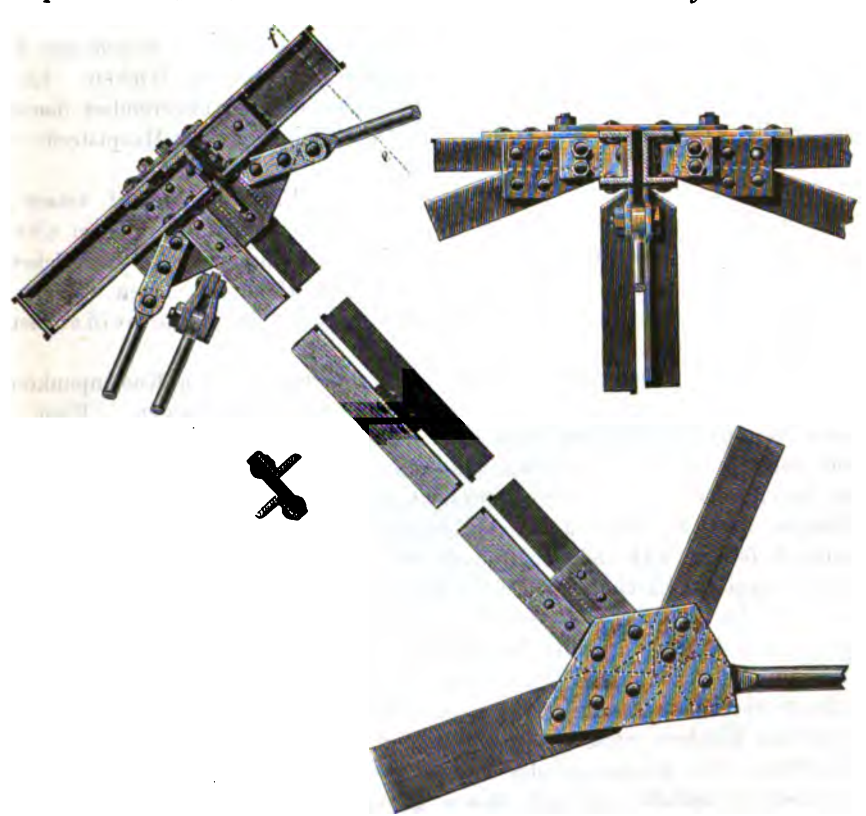
Die Construction des Auflagerendes der Binder ist aus den Figuren 930 und 931 ersichtlich. Die Fufsenden derselben sind durch eine Fette in Form eines gewalzten [-Eisens verbunden und mit diesem durch angelegte Winkel unverschiebbar erhalten; an das zwischen die beiden Sparrenhälften eingeschobene Vertikalblech wurden die geneigten, aus Flacheisen bestehenden Zugstangenenden mittelst doppelter Laschen angeheftet; vier an jeder Seite des Stofses eingelegte doppelschnittige Niete übertragen die Spannung der Zugschiene auf die

1,3 Centim. starken und an beiden Enden abgeschrägten Doppellaschen; ähnliche Abstumpfungen erhielten auch die sich berührenden Stirnflächen der Einlageplatte und der Zugschiene. Das Auflager des durch eine Sohlplatte verbreiterten Sparrenfufses erfolgt auf einer gufseisernen, mit der Mauer verschraubten Platte, deren Oberfläche, vergl. Fig. 932, in der Nähe der Aufsenkanten mit kleinen Abschrägungen versehen wurde. Zwei Bolzen stellen ihre Verbindung mit dem Mauerwerk her.

In Fig. 933 ist die Verbindung in den Knotenpunkten *B* und *C* dargestellt. Wie ersichtlich, bestehen auch hier die Streben aus doppelten Winkeln; ihre Schenkellänge beträgt 6,5 und ihre Stärke 0,9 Centim.; im Kopf- und Fufspunkte derselben greifen die eingeschobenen Bleche zwischen die][-Eisen der

Fig. 934.

Knotenpunkt bei *D* und Anschlufs der Fetten. Schnitt nach *ef*.



Knotenpunkt *E*.

Sparren, resp. zwischen die Kuppelplatten der Stangenverbindung, wo sie fest vernietet sind. Die Zugstangen haben auch hier grofsentheils die Form von Flacheisen erhalten, wobei der Querschnitt derselben, der jedesmaligen Zugspannung entsprechend, nach den Auflagerenden hin zunimmt; so beträgt die Höhe der untersten, mit dem Auflager der Sparren sich verbindenden Flachschiene 14,3, die der nächst oberen nur 13 Centim., bei einer übereinstimmen-

den Stärke von 2,6 Centim. Der Durchmesser der geneigten, zwischen den Kuppelplatten verschraubten Rundstange beträgt ebenfalls 2,6 Centim.

In ganz ähnlicher Weise ist, wie aus Fig. 934 hervorgeht, die Verbindung in den Hauptknotenpunkten *D* und *E* ausgeführt; eine nothwendige kleine Abweichung tritt hier nur darin hervor, dafs mit Rücksicht auf die im Punkte *D* sich anschliefsenden beiden geneigten Stangen, zwischen den][-Eisen der Sparren eine gröfsere Einlageplatte bedingt wurde; an dieser sind die Rundstangen mittelst doppelseitiger Laschen angeheftet. Aus derselben Figur läfst sich gleichzeitig entnehmen, in welcher Weise die oben erwähnten, im Querschnitt winkelförmigen Fetten an diesem Knotenpunkte ihren Anschlufs finden; es geschieht dies mittelst doppelter Winkel, welche an die vertikalen Rippen der][-Eisen angelegt und mit ihnen verschraubt sind. In der Ebene des einen Schenkels der Fette ist die durchschnittene Diagonalschiene, in der Ebene des anderen Schenkels die in der Dachfläche liegende, gleichfalls durchschnittene Flachschiene sichtbar, — beide zur Längenverbindung erforderlich.

Auch die 3^m13 lange Strebe, dem Hauptsystem angehörig, besteht aus doppelten, durch Einlageplatten untereinander fest vernieteten Winkeln. Es darf dabei nicht unerwähnt bleiben, dafs sämmtliche Streben unverändert denselben Querschnitt erhalten haben, obwohl die Druckspannung der Hauptstrebe etwa doppelt so grofs, wie die der anderen ist.

Die Verbindung im Knotenpunkte *F*, vergl. Fig. 935, bedarf keiner Erläuterung. Wegen der erheblich gröfseren Zugspannung, die in dem oberen Theile der hier zusammentreffenden geneigten Flachschienen — verglichen zu der unteren Hälfte — hervortritt, wurde die Höhe der einen Schiene auf 11,7, die der anderen auf 9,8 Centim. angenommen; die Stärke beider beträgt 1,9 Centim.

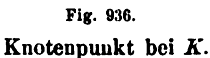
Endlich ist noch aus Fig. 936 die Verbindung in den Knotenpunkten *H* und *K*, in dem First des Gebäudes, zu ersehen. Die beiden][-Eisen, aus denen die Sparren bestehen, sind hier in abgerundeter Form ausgewalzt worden, und nehmen in ihrem Zwischenraum ein gröfseres Vertikalblech auf, welches, wie bereits oben bemerkt, mit Rücksicht auf die leichtere Aufstellung des Dachgebindes aus zwei Hälften besteht; zwischen diesen ist der Kopf der Vertikalstange befestigt, während der stumpfe Stofs der beiden geneigten flachen Stangen durch doppelte Laschen gedeckt wird. Der über den Sparren vortretende Theil des Vertikalbleches ist mit diesen durch Winkeleisen verbunden und dient zum gleichzeitigen Anschlufs der Querbalken für die Laterne, sowie der vertikal durchgreifenden Stützen; die letzteren sind aus zwei, in kleinen Zwischenräumen aufgestellten Winkeln construirt, deren Kopfenden ein schmiedeeisernes, mit aufgehobenen Rändern versehenes Band tragen; auf dem letzteren ruht die hölzerne Firstfette. Die Kopfenden der Stützen werden zangenartig von den Sparren der Laterne umfafst und mit diesen zu einem unverschiebbaren Dreieck verbunden; diese Sparren bestehen aus Flacheisen von 4,6 Centim. Höhe und 1,3 Centim. Stärke.

Bei Ermittelung der erforderlichen Querschnittsdimensionen der Einzeltheile des Hauptbinders wurde, einschliefslich ihres Eigengewichts, eine Belastung von 254^k pro □Meter zu Grunde gelegt, und die zulässige Anstrengung des Eisens auf 730^k pro □Centim. normirt. Für die Berechnung der Fetten war ein vertikal wirkender Druck von 203^k pro □Meter mafsgebend, wobei der nicht unbeträchtliche, zur Dachfläche normal wirkende Winddruck noch besonders be-

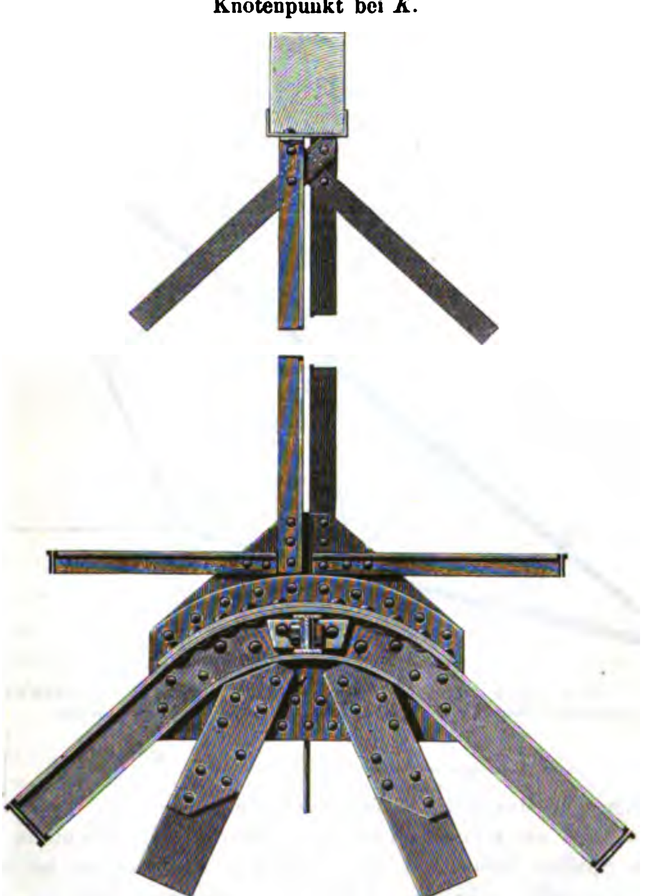
rücksichtigt wurde. Das Gewicht des Eisens dieser Dachconstruction beläuft sich auf 35k5 pro □Meter des überdeckten Raumes.

Was das andere, bereits oben angeführte Beispiel, die Dachconstruction des neuen Retortenhauses der 2ten städtischen Gas-Anstalt (am ehemal. »Hellweg«) anbetrifft, so ist diese, wie aus dem Querdurchschnitt, Fig. 937, ersichtlich, nach ganz ähnlichem Princip ausgeführt. Da die Spannweite des Daches hier jedoch $31^{m}07$ von Mitte zu Mitte der Auflager beträgt, so mufste für jeden Bindersparren auf eine gröfsere Zahl von Stützpunkten Be-

Fig. 936.



Knotenpunkt bei *K*.



Knotenpunkt bei *H*.

dacht genommen werden. Es wurde daher die Zahl der den Nebensystemen angehörigen Streben für jeden Hauptsparren bis auf 4 vermehrt, so dafs sich im Ganzen 5 mittlere Stützpunkte für denselben ergaben. Die Entfernung der Streben von einander beträgt $3^{m}29$ — von Mitte zu Mitte der Fetten gegerechnet —, wodurch die Sparren eine ausreichende Aussteifung in der vertikalen Ebene erhielten. Das Theilungsmafs der Stützen war zugleich für die Anordnung der Fetten mafsgebend; im vorliegenden Falle konnte man noch von

gewalzten T-Eisen Gebrauch machen, da die Entfernung der Binder von einander die Weite von 3m87 nicht überschreitet.

Bei der beträchtlichen Spannweite des Daches, und dem hieraus sowohl, wie aus dem schweren Deckmaterial sich ergebenden grofsen Auflagerdruck durfte nur das eine Ende des Binders als fest und unverschiebbar construirt werden; für das andere dagegen machte sich die Nothwendigkeit geltend, dasselbe beweglich einzurichten, zu welchem Zweck sechs, durch Zargen verbundene Stahlwalzen in Anwendung kamen.

Fig. 937.

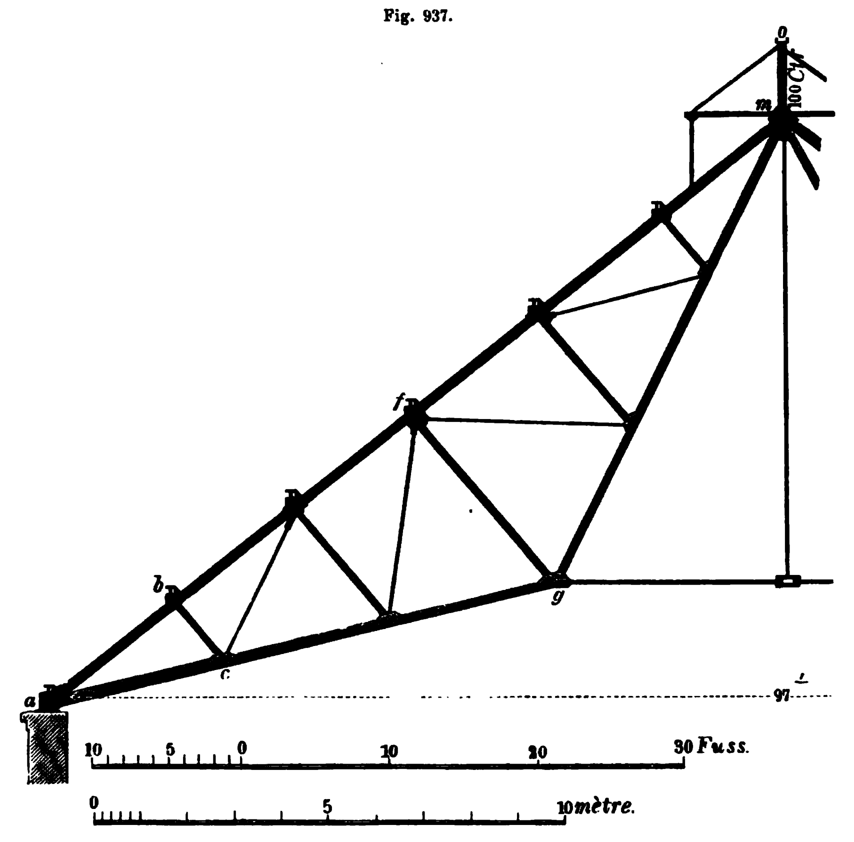
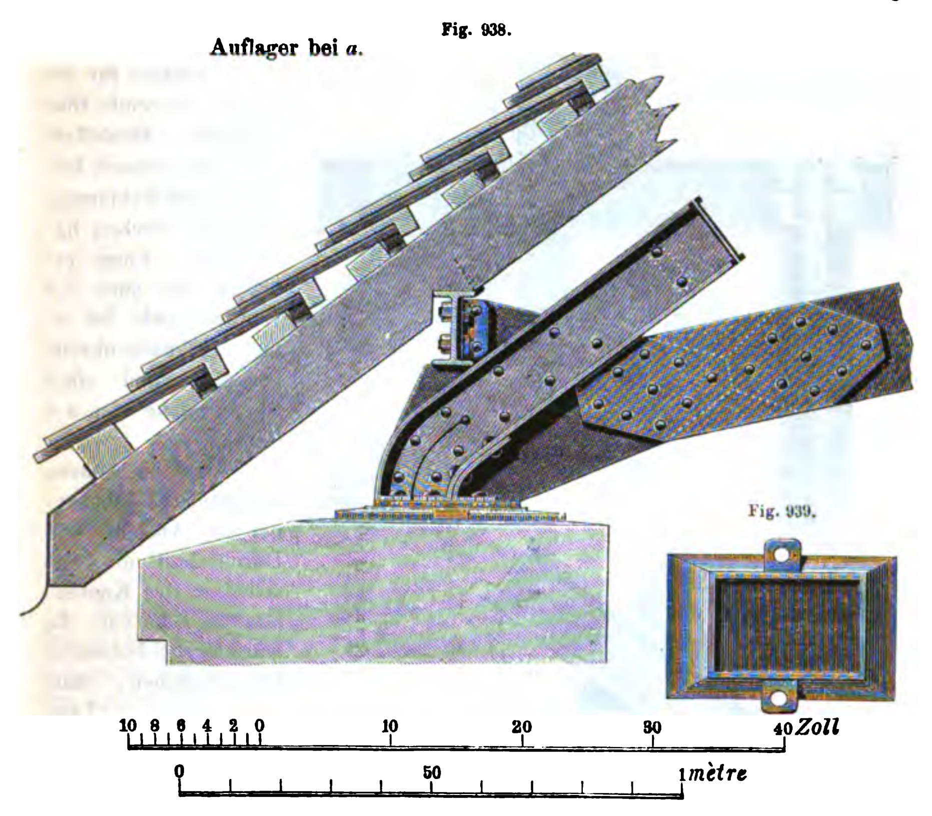


Fig. 938 zeigt das feste Auflager des Binders mit der darüber befindlichen Ziegeleindeckung, als Kronendach ausgeführt. Die gleichfalls aus][-Eisen bestehenden Sparren haben hier eine Höhe von 15,2 Centim. bei einer Rippenstärke von 1 Centim. erhalten. Um ein verbreitertes Auflager zu gewinnen, sind die Flanschen der beiden Winkel abwärts geführt und zu einer horizontalen Rippe vereinigt, die mit der darunter befindlichen Auflagerplatte durch Niete mit versenktem Unterkopfe befestigt sind. Auch hier wird die Verbindung der sich anschliefsenden Theile durch ein zwischen gelegtes Vertikalblech vermittelt, welches unten horizontal abgeschnitten und, der Länge jener Auflagerplatte entsprechend, genügend verbreitert ist. Die letztere ruht auf einer gufseisernen Mauerplatte von 45 Centim. Länge und 28 Centim. Breite; die unverrückbare Lage derselben wird durch zwei, durch angegossene Lappen in das Mauerwerk eingreifende Bolzen gesichert. Fig. 939 stellt die Ansicht dieser Platte von oben dar.

Um der T-Eisen-Fette das nothwendige Auflager zu verschaffen, ist das eingeschobene Vertikalblech an der betreffenden Stelle mit einem rechtwinkligen

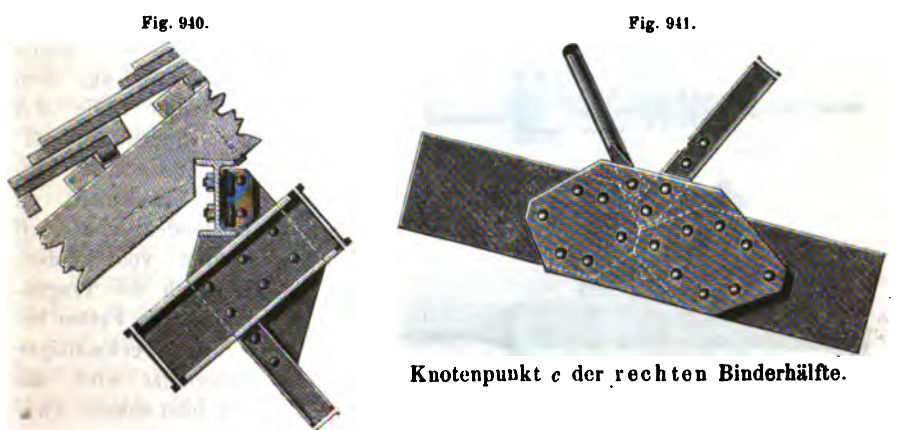
Fig. 938.

Auflager bei *a*.



Ausschnitt versehen und einer seitlichen Bewegung der Fette durch angenietete Winkel vorgebeugt. Auf der oberen Flansche derselben sind die hölzernen, 15 Centim. starken Sparren aufgeklinkt, und durch den vortretenden Kopf eines unterhalb eingeschlagenen Nagels gegen Abheben — so weit solches hier überhaupt möglich — ausreichend gesichert.

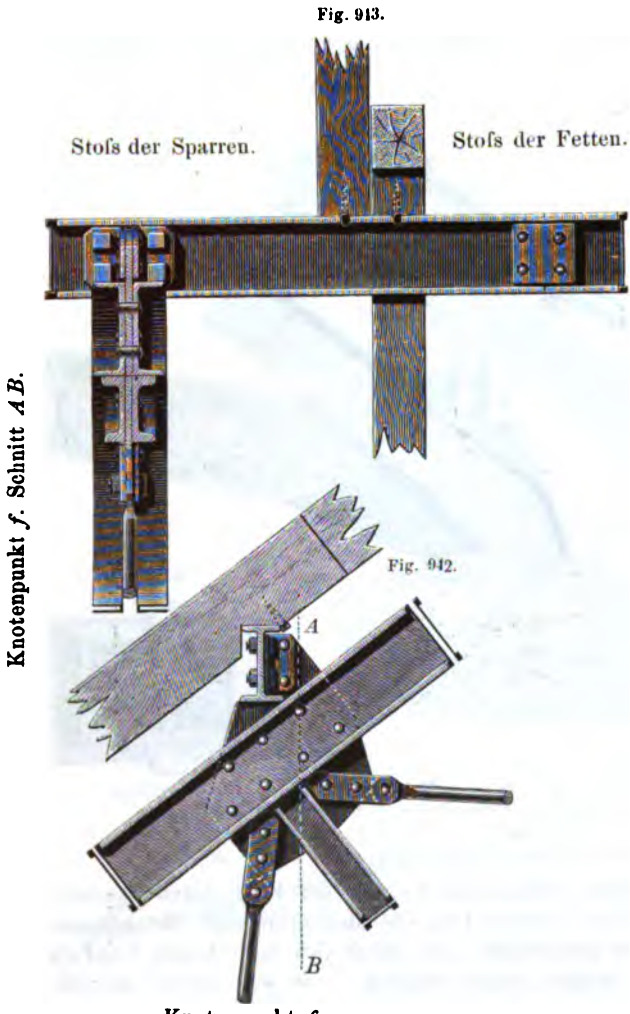
Fig. 940. Fig. 941.



Knotenpunkt *c* der rechten Binderhälfte.

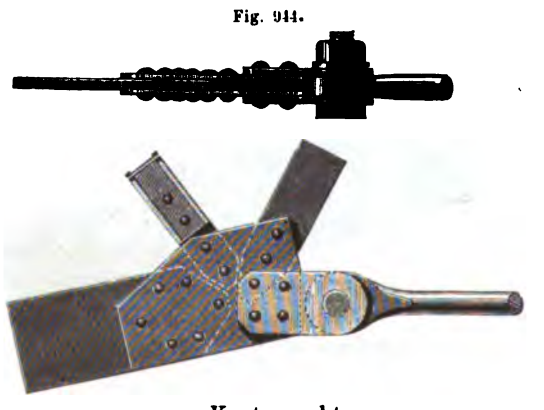
Knotenpunkt *b*.

Fig. 943.



Knotenpunkt *f*.

Fig. 944.



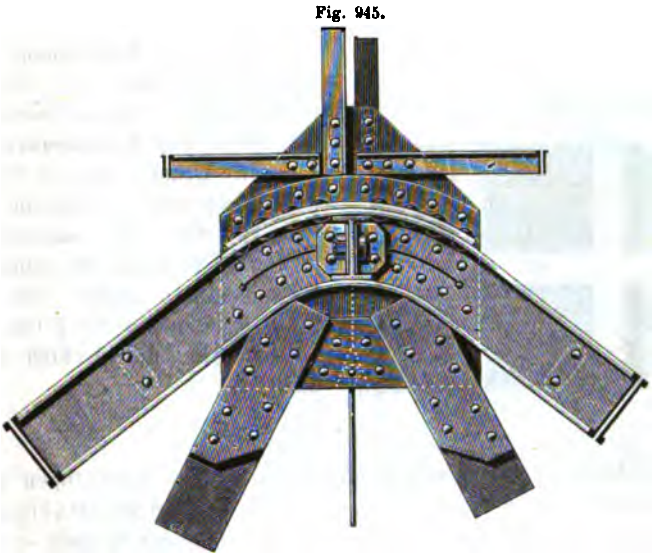
Knotenpunkt *g*.

Die Figuren 940 und 941, welche die Verbindung in den Knotenpunkten *b* und *c*, — letztere für die rechts liegende Binderhälfte — darstellen, bedürfen hiernach keiner näheren Erklärung. Auch die Streben haben die][-Form erhalten; sie sind 5,6 Centim. hoch, bei einer Flanschenbreite von 3,2 und einer Rippenstärke von 0,6 Centim.

Aus den Figuren 942 und 943 geht ferner in Ansicht und Durchschnitt die Construction des Knotenpunktes *f* hervor. Es wäre hierbei besonders hervorzuheben, daſs die verschiedenen Längenveränderungen in den Fetten, bedingt durch wechselnde Temperatureinflüsse, in allen Stoſsverbindungen durch Laschen mit länglichen Bolzenlöchern zur Ausgleichung gelangen. Die Stöſse liegen dabei, wie aus dem nach der Linie *AB* gezeichneten Vertikalschnitt der Fig. 943 ersichtlich, in Abständen von 83,6 Centim. vom Binder, wodurch die Tragfähigkeit der Fetten insofern zweckmäſsiger ausgenutzt wird, als sich jetzt sowohl zwischen den Fetten-

Auflagern, wie über denselben annähernd gleich grofse Biegungsmomente ergeben.

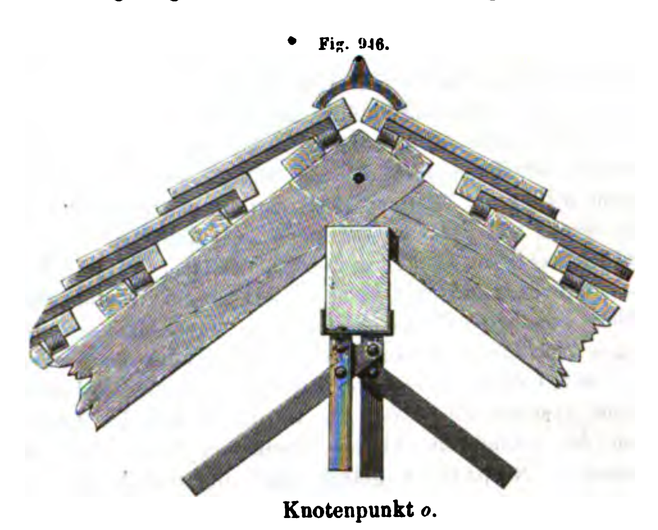
Fig. 945.



Knotenpunkt *m*.

Bezüglich des Knotenpunktes *g*, Fig. 944, wäre nur zu bemerken, dafs das mittlere horizontale Zugstangenstück in Rundeisenform angenommen und hier nicht zwischen die Kuppelplatten gelegt, sondern seitwärts an dieselben mittelst poppelter Laschen befestigt ist. —

Fig. 946.



Knotenpunkt *o*.

Die Verbindungen im Firstpunkte des Dachbinders, Fig. 945, sowie die im First der Laterne, Fig. 946, schliefsen sich unmittelbar an die der correspondirenden Knotenpunkte der vorher besprochenen Dachconstruction an, mit denen sie im Wesentlichen übereinstimmen.

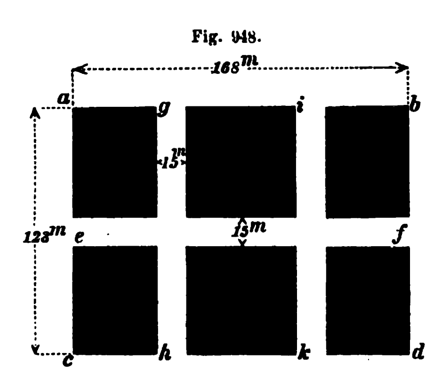
Fig. 947.

Fetten-Verankerung in der Giebelmauer.

Hinsichtlich der letzten, in die Giebelmauer eingreifenden Fettenenden wäre noch zu bemerken, dafs hier mittelst einer Rund-

stange, in Verbindung mit der zugehörigen Platte, eine kräftige Verankerung hergestellt ist, die zur gröfseren Stabilität der Giebelmauer beitragen soll, vergl. Fig. 947.

Fig. 948.



Für die Berechnung der Querschnittsdimensionen der einzelnen Constructionstheile dieses Daches wurde in den Stütz- und Knotenpunkten der Sparren ein Druck von 50 Ctr., und in dem First für die Laterne ein Druck von 100 Ctr. als mafsgebend erachtet. Das Gewicht des ganzen Aufwandes an Eisen stellte sich für jeden Bindersparren auf 107¼ Ctr., und pro □ Meter des überdeckten Raumes auf 44k2. —

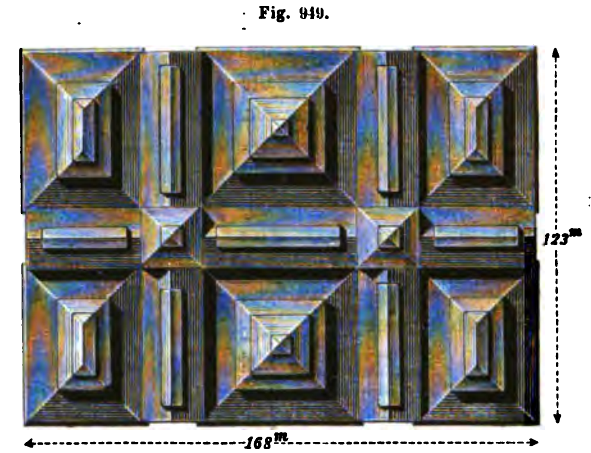
Im Anschlufs an die soeben besprochenen Dächer beschäftigen wir uns nun im Nachfolgenden mit der Construction grofser und offener Hallensysteme, und wählen zunächst eins der umfassendsten Bauwerke der Neuzeit — die Markt- oder Centralhallen in Paris. Wir tragen um so weniger Bedenken, auf die Construction dieser Hallen etwas näher einzugehen, als die Details durchweg sehr instructiv sind und in weiteren Kreisen auch wenig bekannt sein dürften.

Man denke in einem Raume *abcd*, Fig. 948, einen Längsweg *ef* und, rechtwinklig gegen diesen, zwei parallele Querwege *gh* und *ik*. Die dadurch entstehenden sechs kleineren Abtheilungen, die beiden mittleren quadratisch und die übrigen rechteckig, sollen als selbstständige »Pavillons« behandelt, aus Eisen leicht und luftig construirt und in der Weise überdeckt werden, dafs die Dächer derselben über die der Längs- und Querwege pyramidal hervortreten. Wenn man diese letzteren noch sattelförmig überdeckt und in ihrem Kreuzpunkte mit einem höher hinaufsteigenden, ebenfalls mit einem Zeltdache geschlossenen Aufbau versehen denkt, so liegt hierin das einfache Constructionsprincip, nach welchem die Pariser Centralhallen zur Ausführung gekommen sind. Dieselben bestehen aus zwei solchen, untereinander getrennten und in verschiedenen Zeiträumen erbauten Hallensystemen, von denen ein jedes sechs, zu einer Gruppe vereinigte Pavillons enthält. Mit der Ausführung des einen dieser Systeme (*corps de l'est*) wurde im Mai des Jahres 1854 begonnen, nachdem der Grundstein hierzu bereits im Jahre 1851 durch den Prinz-Präsidenten L. Napoleon gelegt, und die von Neuem discutirte Frage hinsichtlich der zweckmäfsigsten Constructionsweise zur endlichen Entscheidung gekommen war. Indem dabei der Vorzug des Eisens, gegenüber den anderen Materialien, zur vollen Geltung kam, war hiermit zugleich die Anwendung desselben zu allen ähnlichen Anlagen, namentlich zu Markt- und Eisenbahnhallen inaugurirt.

Die räumlichen Verhältnisse dieses östlichen Complexes würden ohne Zweifel sich bald als unzureichend erwiesen und dem gewünschten Zweck nur wenig entsprochen haben. Es war daher nicht das geringste Verdienst des *ci-devant* allmächtigen, zur Zeit vielgenannten Seine-Präfecten Haufsmann, dafs es ihm im Verein

mit Baltard, dem Architekten der Centralhallen (gest. 1874), gelungen ist, die Ausführung eines zweiten Hallensystems (*corps de l'ouest*) im Anschlufs an jenes östliche Complex, durchzusetzen und die Verbindung desselben mit der berühmten »Kornhalle« (*halle au blé*) zu bewerkstelligen. Beide Hallensysteme, getrennt durch eine offene und unbedeckte Strafse (*boulevard des halles*), bilden in ihrer Gesammtanordnung ein bewundernswerthes Bauwerk, um welches die Metropole Paris von jeder anderen Grofsstadt beneidet werden kann.

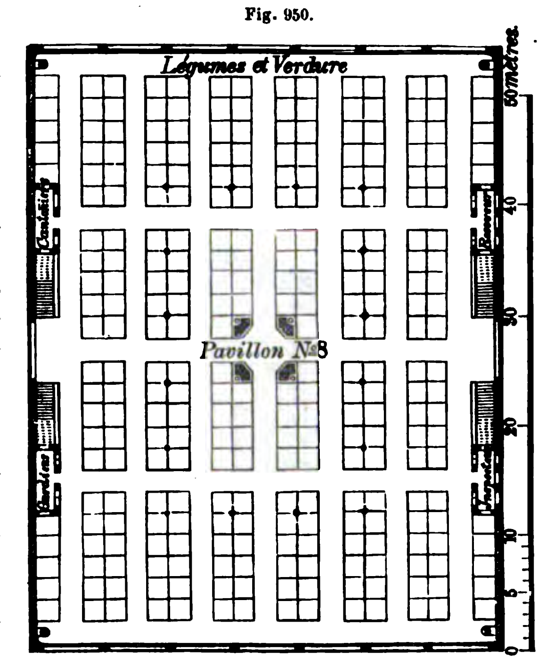
Fig. 949.



Die nachfolgenden, skizzenhaft wiedergegebenen Constructionen entlehnen wir mit freiem, nach eigener Anschauung rectificirtem Texte dem umfassenden Werke: »*Monographie des halles centrales de Paris par V. Baltard*«.

In Fig. 949 haben wir zunächst, um die Anordnung in ihrem »*ensemble*« darzustellen, die Aufsicht auf die Dachflächen des östlichen Hallenkörpers veranschaulicht. Die beiden mittleren Dachflächen, den gröfseren Pavillons angehörig, sind quadratisch, während die vier übrigen, von rechteckiger Form, die kleineren Pavillons überdecken; sämmtliche Verbindungswege wurden, wie bereits bemerkt, ebenfalls überdeckt und in ihren Transsepten mit höher emporsteigenden, pyramidalen Aufbauten versehen.

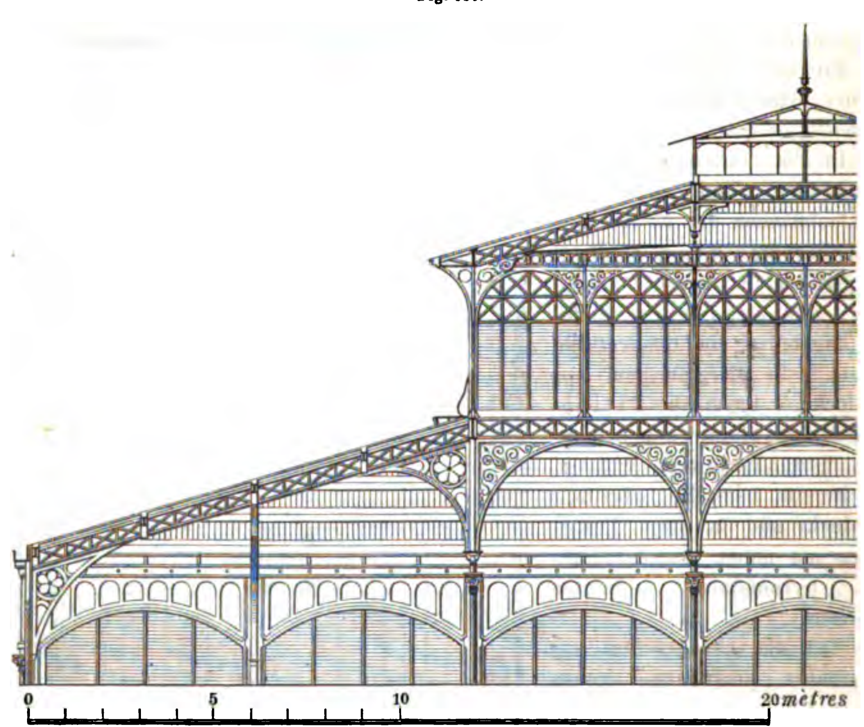
Fig. 950.



Auf die Construction etwas näher eingehend, geben wir in Fig. 950 den Grundrifs eines von den vier kleineren Pavillons, deren Längen- und Breitendimensionen 54m0 resp. 42m0 betragen. An den längeren Seiten der äufseren Umfassung sind 10, an der kürzeren Seite 8 gufseiserne Säulen aufgestellt; über der inneren Säulenstellung von 6, resp. 4 Säulen erhebt sich basilikenartig der mittlere, mit einer Laterne versehene Aufbau, an den sich das von den äufseren Säulen getra-

gene Dach in Form und Construction eines Pultdaches anschliefst. Die Entfernung der Säulen von einander beträgt überall und constant 6 Meter. Dieses Intercolumnium ist nicht willkührlich angenommen, sondern durch die Disposition der Passagen und der Verkaufsstände (*boutiques*) im Innern der Halle begründet. Als principielle Einheit, von der bei der ganzen Einrichtung für den Marktverkehr ausgegangen wurde, diente nämlich die Länge von 2 Metern. Man wählte 2 Meter im Quadrat zur Gröfse für die Verkaufsstellen, und gab den dazwischen befindlichen Passagen ebenfalls eine Breite von 2 Metern. Zwei mit ihrer Rückwand zusammenstofsende Marktstände alterniren daher stetig mit einer Passage; die letzteren, in parallelen Reihen durchgreifend, werden jedesmal nach je 5 dicht aneinander schliefsenden Verkaufsstellen von anderweitigen Passagen rechtwinklig gekreuzt — eine Anordnung, welche die Uebersicht, sowie den Verkehr in den Hallen ungemein erleichtert. Als Abstand der eisernen Säulen von einander ergab sich hiernach das Dreifache jener Einheit, nämlich 6 Meter.

Fig. 951.



Die allgemeinen Höhen- und Constructionsverhältnisse eines der 4 kleineren Pavillons gehen aus dem Querdurchschnitt, Fig. 951, hervor. Es ist daraus zu ersehen, dafs die inneren Säulen zur Unterstützung der rings herum angeordneten Gitterträger dienen, mit denen sich die Stützen des oberen, mit einer Laterne versehenen Aufbaues verbinden. Diese in einer Länge von je 6 Metern frei verlegten Träger stofsen stumpf gegen den hohlen, prismatischen Aufsatz jener Säulen, und werden hier durch schmiedeeiserne, aus Blechen und Winkeln zusammengesetzte Kopfbänder unterstützt, die, auf dem Kapitäl der

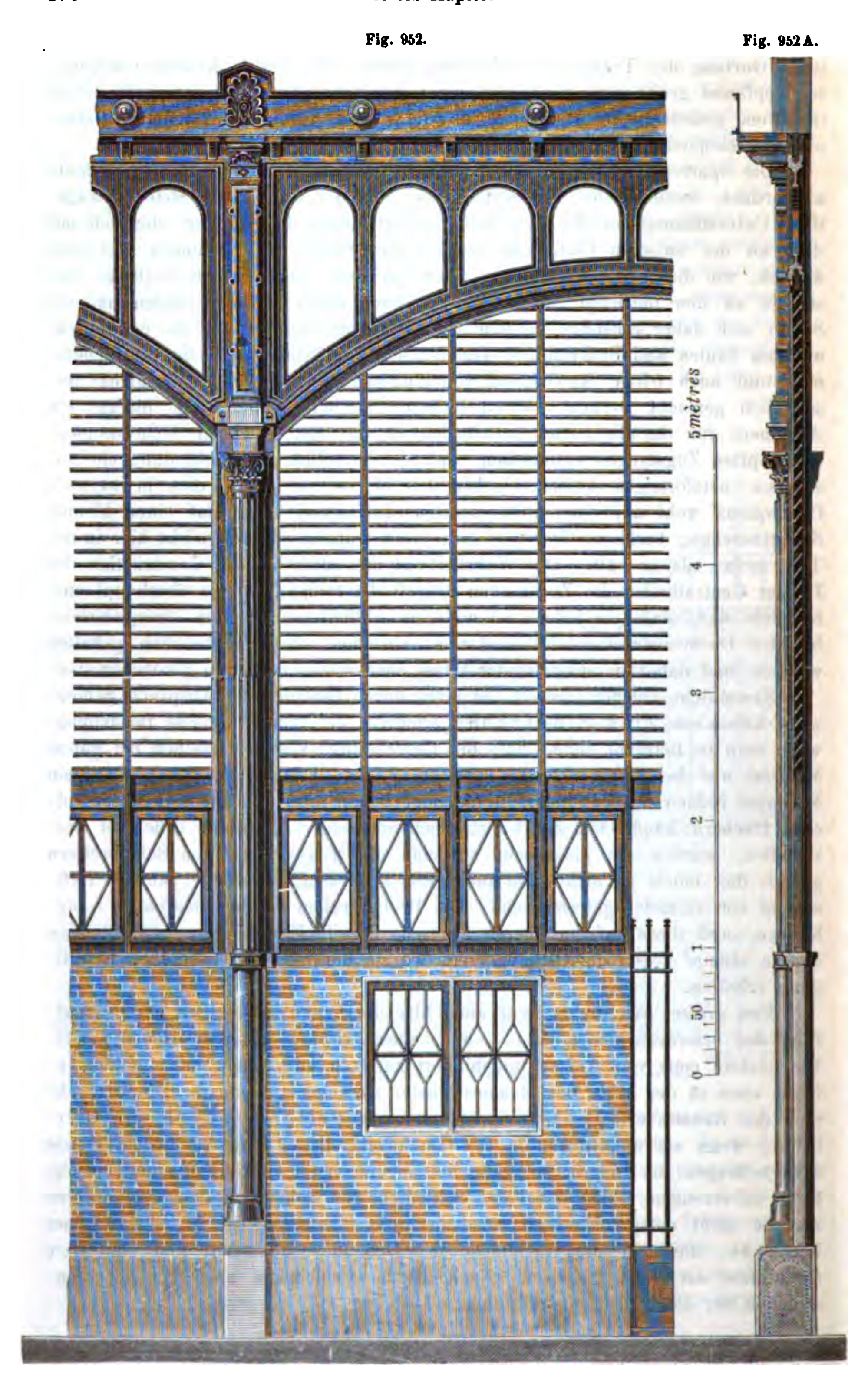
Säulen aufruhend, theils mit den Seitenwänden der Aufsätze, theils mit der unteren Gurtung der Träger in Verbindung treten. Ein drittes derartig construirtes Kopfband greift unter die Gittersparren des Pultdaches, und verschafft diesen in ihrem gleichzeitigen Anschlusse an die oberen Endigungen jener Aufsätze eine ausreichende Unterstützung.

Die Sparren sind überall als Bindersparren, und zwar über jeder Säule angeordnet, weshalb ihre Entfernung von einander ebenfalls 6 Meter beträgt; ihre Unterstützung an der Traufseite erfolgt durch Kopfbänder, die sich mit den, an der äufseren Umfassung aufgestellten Säulen fest verbinden und ganz ähnlich, wie die soeben erwähnten, construirt sind. Da sie oben in ihrem Anschlufs an den mittleren Aufbau ein durchaus festes Auflager finden und ihr Schub sich daher erheblich vermindert, so konnte dieser durch die erwähnten, mit den Säulen und Sparren fest verbundenen Kopfbänder unbedingt aufgenommen und auch ohne Anwendung von Zugstangen für die Aufsenfront unschädlich gemacht werden. Wenn indessen an betreffender Stelle hieraus ein Argument für die allgemeine Entbehrlichkeit der, mit so vielen »Uebelständen« verknüpften Zugstangen entnommen wird — sie sollen der Verbindung ein unschönes, netzförmiges Aussehen geben u. s. w. —, so dürfte dies in weiterer Consequenz wohl auf einer präoccupirten Auffassung, oder auf einer kleinen Selbsttäuschung beruhen. Der Wortlaut, echt französisch, verspricht hier in der That mehr, als er hält. Die Wahrheit ist die, dafs bei der Construction der Pariser Centralhallen die Zugstangen überall da fehlen, wo sie überhaupt entbehrlich sind, dafs sie jedoch an anderen »difficileren« Stellen, beispielsweise bei der Dachconstruction des centralen Aufbaues, für unentbehrlich gehalten wurden, und daher in ausgiebigster Weise auch wieder zu Ehren gekommen sind.

Sämmtliche Dächer, soweit sie nicht durch Oberlicht in Anspruch genommen, haben eine Zink-Eindeckung erhalten, die relativ billigste Bedachung, wenn man in Betracht zieht, dafs die Unterhaltungskosten derselben bei gutem Material und bei sonst correcter Ausführung der Arbeit sich ziemlich auf ein Minimum reduciren. Um indessen die hohe Temperatur, welche sich unter solchen Dächern häufig bis zur Unerträglichkeit steigert, weniger drückend herzustellen, wurden die Zinkbleche auf eine doppelte Lage von Schalbrettern gelegt, die, indem sie nicht dicht aneinander schliefsen, durch eine ruhende Luftschicht von einander getrennt sind. Die Bretter ruhen auf durchlaufenden Langhölzern, und diese auf der oberen Flansche der T-Eisen-Fetten; die letzteren stofsen stumpf gegen die Gittersparren, wo sie durch Winkeleisen ihre Befestigung erhalten.

Von grofser Wichtigkeit war auch hier die Frage hinsichtlich der Beschaffung des erforderlichen Lichtes und einer frischen atmosphärischen Luft. Die letztere mufs von Aufsen ungehindert zutreten und, mehr oder minder inficirt, oben in der Mitte des Raumes wieder entweichen können. Die Beleuchtung des Raumes erfolgt am geeignetsten durch Seitenlicht, insofern Oberlichte, wenn sie unmittelbar in der Dachfläche liegen, in zu hohem Grade dazu beitragen, im Innern der Halle bei ungenügender Ventilation eine tropische Hitze zu erzeugen; sollte dabei das Seitenlicht für sich allein dem gewünschten Zwecke nicht entsprechen, so construirt man das Oberlicht in Gestalt einer Laterne, die über die Dachfläche des Gebäudes hinaustritt und eine freie Circulation der Luft gestattet. Nach diesem Princip ist auch bei der Construction der Centralhallen verfahren.

Fig. 952. Fig. 952 A.



Indem wir bei diesem Gegenstande noch einen Augenblick stehen bleiben, geben wir in Fig. 952 zunächst ein Stück der Vorderansicht von den Umfassungswänden der einzelnen Pavillons. Diese Wände schliefsen, wie auch aus dem Vertikalschnitt, Fig. 952 A, ersichtlich, das ganze Hallencomplex nach Aufsen hin nicht allein sicher und solide ab, sie vermitteln auch zugleich die Ventilation durch einen permanenten Zutritt von frischer atmosphärischer Luft. In ihrem unteren Theile sind dieselben aus Stein construirt, und zwar in einer Höhe von 0^m70 aus einem rothen Sandstein, und darüber in einer Höhe von 2^m25 als Backsteinmauer von ½ Stein = 11^cm Stärke. Die letztere, welche aus verschieden gefärbten Steinen mit eingelegten Mustern ausgeführt ist, schliefst sich an die Säulen der Umfassung zwischen zwei angegossenen Lappen an, wodurch sie an Stabilität gewinnt. Ueber der obersten, sorgfältig abgeglichenen Schicht dieser Fächer erhebt sich eine, mit voller Verglasung versehene Holzvertäfelung, deren Construction aus dem Detail der Fig. 953 und 954, Ansicht und Durchschnitt, hervorgeht. Der Zutritt der frischen Luft und das hiermit verbundene Ventilationssystem beginnt erst über dieser Vertäfelung; man erreichte dadurch den Vortheil, dafs der Luftzug, ohne die in der Halle befindlichen Personen zu belästigen, über die Köpfe derselben hinweg seinen Weg nimmt. Um überdies noch einen gelinderen, schräg aufwärts steigenden Luftstrom zu erzeugen und die nachtheilige Wirkung einer Blendung, oder eines unangenehmen Lichtreflexes zu vermeiden, wählte man Glasplatten aus matt geschliffenem Krystall und legte sie nach Art der Jalousiebretter in schräger Richtung zwischen die vertikalen Sprosseneisen ein. Der Möglichkeit eines Sprunges dieser Glasscheiben, hervorgerufen durch Temperatureinflüsse, oder durch plötzlich eintretende Erschütterungen, ist dadurch vorgebeugt worden, dafs sie an beiden Enden auf Kautschukplättchen aufruhen, die in kleine Falze der Sprosseneisen eingelegt sind. Der mittlere Aufbau der »Pavillons«, bei den 4 kleineren in einer Etage, bei den beiden gröfseren aber in zwei verschiedenen

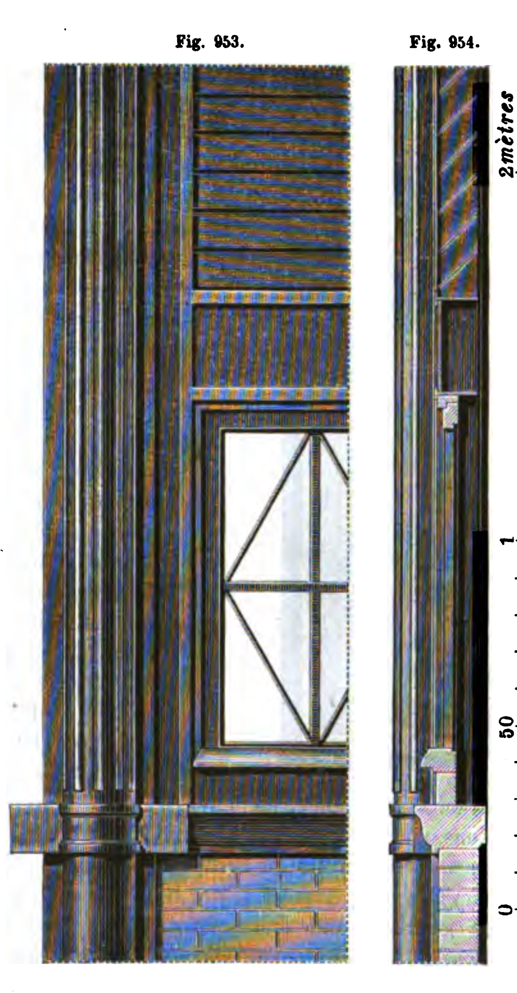


Fig. 953. Fig. 954.

Absätzen ausgeführt, gestattet der verdorbenen Luft durch die hier ebenfalls jalousieartig geschlossenen Oeffnungen einen ungehinderten Abzug.

Fig. 955.

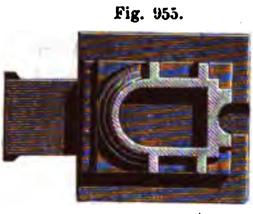
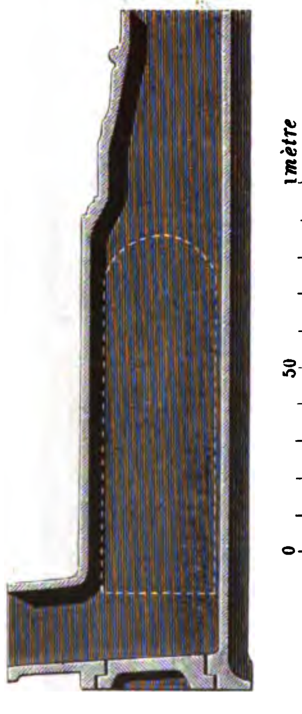


Fig. 956.



Zur Verbindung der äufseren Säulen untereinander dienen an ihren oberen Enden, wie dies aus Fig. 952 hervorgeht, durchbrochene (*percés à jour*) gufseiserne Rahmen; dieselben sind an die Seitenflächen der hohl gegossenen Säulenaufsätze befestigt und geben an ihrer gekrümmten Unterkante den vertikalen Sprosseneisen einen gesicherten Anschlufs; der gröfseren Leichtigkeit wegen enthalten sie 8 Durchbrechungen, die im Innern der Halle offen, in den Aufsenwänden aber mit Glasplatten geschlossen sind. In gleicher Höhe mit dem Kämpferpunkte dieser Rahmstücke verbindet sich mit der inneren Seitenfläche des Säulenaufsatzes das schmiedeeiserne, aus Blechen und Winkeln zusammengesetzte Kopfband, welches zur Unterstützung der Gittersparren dient. Ueber den erwähnten durchbrochenen Verbindungsstücken liegt die rings um jeden »Pavillon« angeordnete Dachrinne; dieselbe communicirt mittelst kleiner, an den Säulenaufsatz angegossener Becken (*cuvettes*) direct mit den Säulen, so dafs diese das Schnee- und Regenwasser in sich aufnehmen und weiter abführen.

In Fig. 955 ist ein Horizontalschnitt durch die Säulen dargestellt; bis zur Höhe der Holzvertäfelung sind dieselben mit den bereits oben erwähnten, seitlich angegossenen Lappen versehen, zwischen welchen die Steine der Fachwand (*travée*) eingreifen. Da sie — wie eben bemerkt — gleichzeitig zum Abflufs des Wassers dienen, so befindet sich an ihrem Fufsende ein horizontal angegossenes Mundstück, wie solches aus den Fig. 955 und 956 ersichtlich. Das abfliefsende Wasser wird durch dieses in einen, um sämmtliche Pavillons rings herum geführten Kanal geleitet, von wo dasselbe mittelst kleiner Seitenarme in den Haupt-Strafsenkanal gelangt. Um den Lehmkern nach vollendetem Gufs der Säule leichter beseitigen zu können, ist das Fufsende derselben offen gelassen und erst später durch eine besonders gegossene Bodenplatte geschlossen worden, deren Dichtung durch Cement oder Eisenkitt erfolgte.

Den Horizontalschnitt durch eine Ecksäule zeigt Fig. 957. — Auf das Detail der Fig. 953 und 954 ist bereits hingewiesen worden; es wäre nur noch hinzuzufügen, dafs auf die oberste abgeglichene Schicht der $\frac{1}{2}$ Stein starken Fachwand ein, aus Sandstein bestehendes Gesims verlegt wurde, dessen Anschlufs an die Säulen ein Zapfen vermittelt, der in das in Fig. 958 angegebene, seitlich angegossene Lappenstück eingreift.

Die Verbindung der bogenförmig gestalteten, durchbrochenen Rahmstücke mit den Säulenaufsätzen geht aus einem Horizontalschnitt durch die letzteren, Fig. 959, hervor; es ist daraus zu ersehen, dafs einer seitlichen Bewegung dieser Rahmstücke

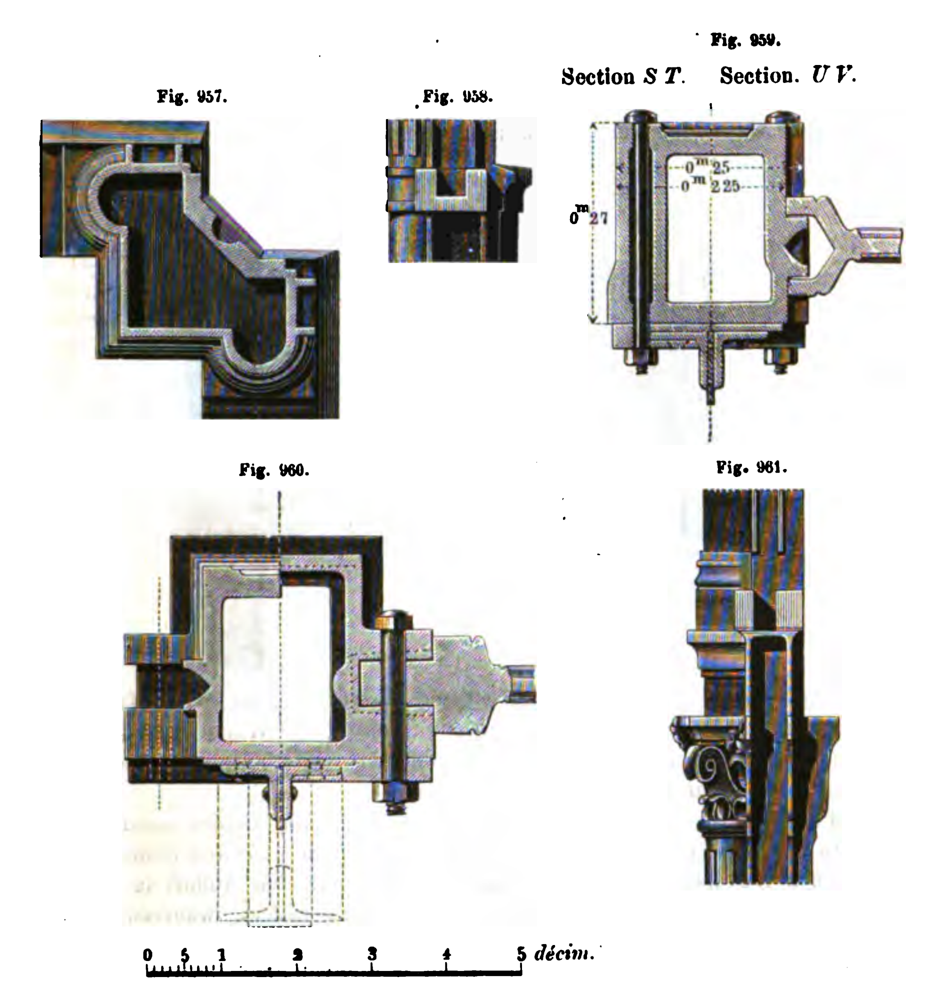


Fig. 957. Fig. 958. Fig. 959. Fig. 960. Fig. 961.

durch vertikal aufsteigende zangenförmige Endigungen vorgebeugt wird, mit denen sie die, an die Seitenflächen jener Aufsätze angegossenen Rippen umfassen; eine Befestigung durch Bolzen findet nur **einmal**, und zwar dicht über dem Säulenkapitäl statt. Es wurden hier zu diesem Zweck jene Endigungen **voll** gegossen und mit einem Zapfen versehen, welcher zwischen zwei Lappen eingreift, wie sich dies aus dem Horizontalschnitt, Fig. 960, sowie aus der Seiten-Ansicht dieser Verbindung, Fig 961, deutlich erkennen läfst.

Wie bereits oben erwähnt, finden an den Aufsätzen der äufseren Säulenstellung auch die Fufsenden der **Gittersparren** ihr Auflager; es geschieht dies auf der oberen Gurtung eines aus Winkeln und ausgeschnittenen Blechen zusammengesetzten **Kopfbandes**, welches sich an die **innere** Seitenfläche jener Aufsätze dicht anschliefst. Auch diese Verbindung bringen die Figuren 959 und 960 zur vollen Anschauung. An denjenigen Stellen — aus Fig. 952 ersichtlich —, wo zum Zweck ihrer Befestigung mit der Säule die erforderlichen Bolzen hindurchgelegt sind, mufste man sich einer gufseisernen, genau zugerichteten **Unterlagsplatte** bedienen, da die Bolzen bei der geringen Schenkellänge der Gurtungswinkel unmöglich auf die Mitte derselben aufgesetzt, sondern nur

seitwärts angeordnet werden konnten; dies zog aber den weiteren Uebelstand nach sich, daſs dieselben jetzt gerade gegen die volle Wand des Säulenaufsatzes stoſsen, weshalb diese an der betreffenden Stelle mit einer hohlen, cylindrischen Abrundung versehen werden muſste, durch welche die Bolzen hindurchgreifen.

Fig. 962.

Fig. 963.
Coupe sur la cuvette en profil.

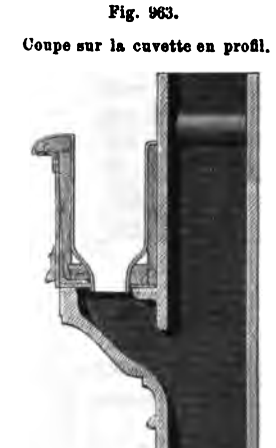


Fig. 959 zeigt in ihrem linken Theil diese Verbindung im Horizontalschnitt, Fig. 962 zur einen Hälfte im Vertikalschnitt durch die Wand, und zur anderen Hälfte in der Ansicht, mit der erwähnten Unterlagsplatte, auf deren Auſsenfläche die Schraubenköpfe aufsetzen.

In Fig. 963 ist endlich noch im Durchschnitt die aus Bohlen zusammengesetzte Dachrinne dargestellt; dieselbe liegt auf den, an den Säulenaufsatz angegossenen Becken, so daſs das Wasser seinen directen Abfluſs in die Säulen findet; im Innern ist dieselbe mit Zinkblech ausgefüttert, während sie von Auſsen, zum Schutz gegen Witterungseinflüsse, eine Bekleidung von schmiedeeisernen Blechen erhalten hat; die letzteren werden an ihrer oberen, horizontalen Saumkante durch ein durchlaufendes Winkeleisen garnirt, auf dem der hölzerne Traufleisten liegt; mit diesem verbindet sich durch Verzapfung die vordere Seitenwand der Kastenrinne. —

Von ganz ähnlichen Kopfbändern, wie sie an der Traufseite mit der äusseren Säulenstellung in Verbindung treten, ist auch bei dem, von den inneren Säulen unterstützten mittleren Aufbau Gebrauch gemacht worden. Vom Kapitäl der Säulen ausgehend, und im festen Anschluſs an den hohlen prismatischen Aufsatz derselben, greifen zwei dieser Bänder in geschwungener Form bis unter die untere Gurtung des rings herum verlegten Gitterträgers, während ein drittes derartiges Band dem Kopfende der Gittersparren als Auflager dient. Die Befestigung derselben am Säulenaufsatze geschieht durch Bolzen, die, in verschiedenen Höhen rechtwinklig über einander liegend, quer durch den letzteren hindurchgreifen. In diesem Sinne erläutern sich die Figuren 964 und 965, von denen die erstere einen Horizontalschnitt durch den Aufsatz, die andere einen Vertikalschnitt durch das Kopfband mit der gleichzeitigen Ansicht des rechtwinklig daneben stehenden Bandes darstellt.

Was die Construction des mittleren groſsen Aufbaues anbetrifft, so besteht

Fig. 965.

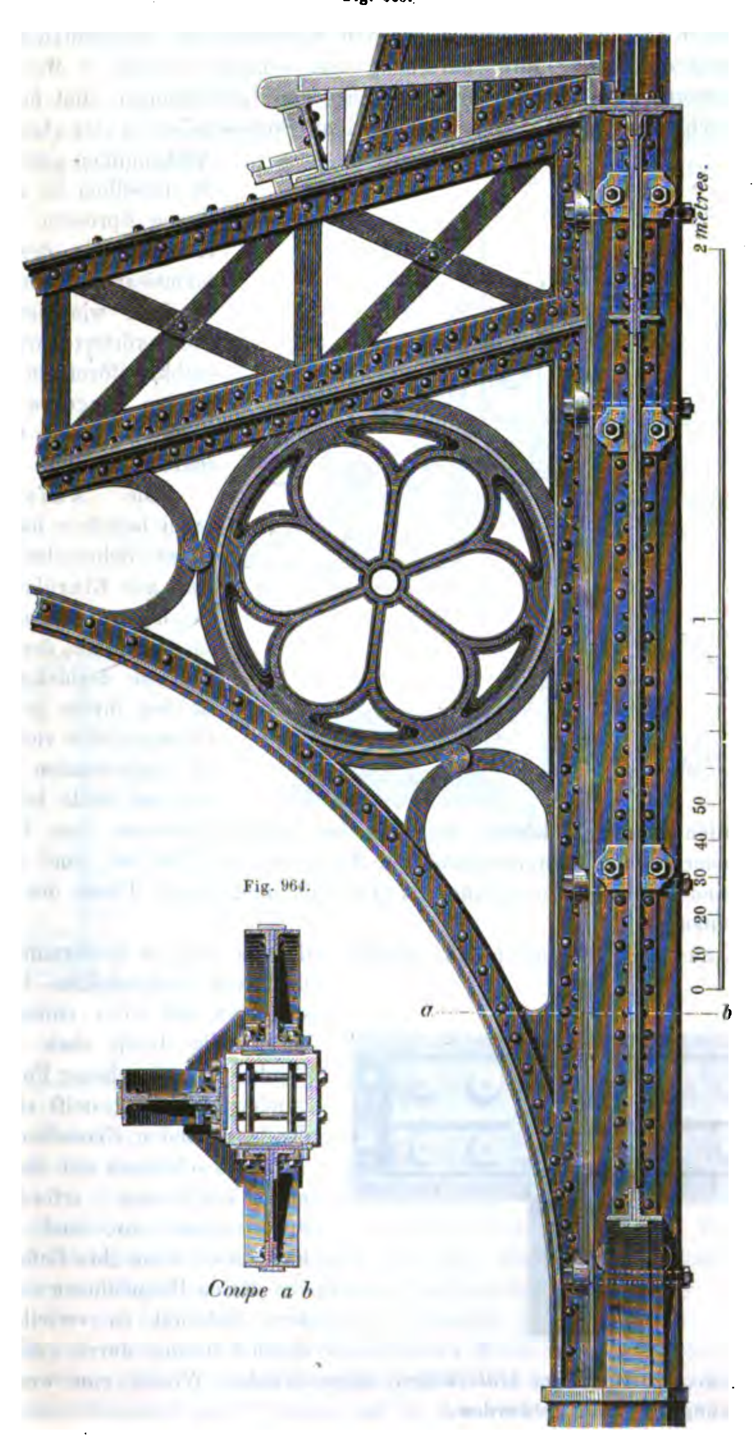
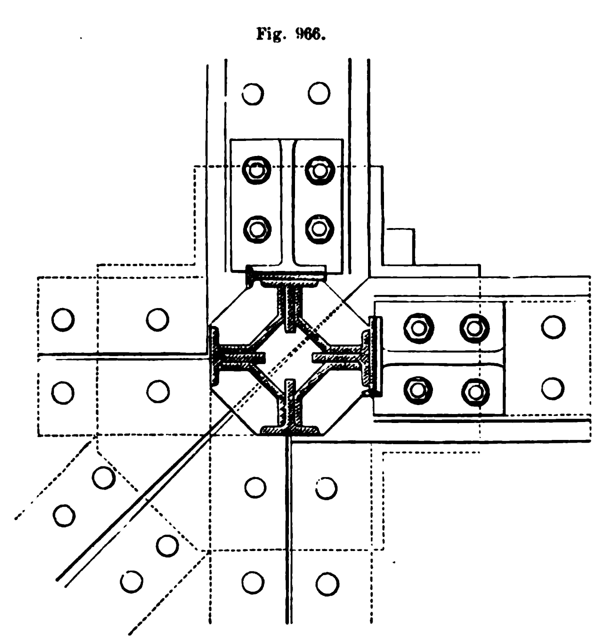


Fig. 964.

Coupe a b

dieser im Wesentlichen aus eisernen Haupt- und Zwischenstützen, die auf die obere Gurtung des von der inneren Säulenstellung unterstützten Gitterträgers aufgestellt sind; ihre Entfernung von einander beträgt 3 Meter. Die dadurch entstehenden, ebenso breiten Licht- und Luftöffnungen sind halbkreisförmig geschlossen und durch je drei vertikale Sprosseneisen in vier gleich breite Abtheilungen getheilt; jede derselben ist zwischen diesen Sprossen bis zur Kämpferhöhe der Bogen jalousieartig in einer Weise verglast, wie dies bereits oben erörtert worden; die halbkreisförmigen Oeffnungen dagegen haben einen vollen Glasverschlufs erhalten.

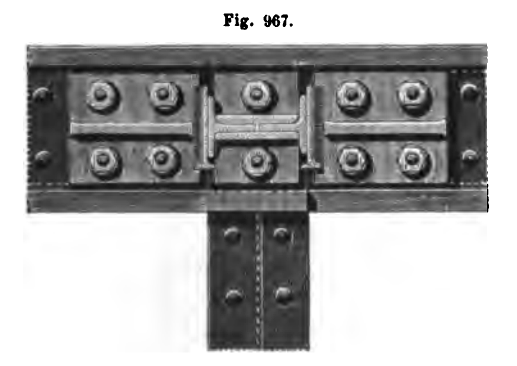
Fig. 966.



Die Aufsenstützen bestehen hier überall aus Schmiedeeisen und zwar aus Einzelstücken, die, den gufseisernen Säulen gegenüber, den grofsen Vortheil darbieten, dafs sie bei ihrem geringeren Eigengewichte viel schneller aufgewunden und an Ort und Stelle leicht versetzt werden können. Ebenso wie dies bei schmiedeeisernen, aus Winkeln, Blechen oder Stäben zusammengesetzten Trägern der Fall ist, sind auch die fest verbundenen Einzeltheile einer Stütze als integrirende Theile des Ganzen zu betrachten.

Wie aus Fig. 966 ersichtlich, besteht jede von den, in Entfernungen von 6 Metern aufgestellten Hauptstützen aus vier einfachen T-Eisen, die durch eben so viele Winkel in gebrochener Form verbunden und ausgesteift sind; an die betreffenden Flanschen dieser T-Eisen schliefsen sich die ersten, zur Verglasung erforderlichen Sprosseneisen an, und erhalten hier durch Niete ihre Befestigung. Um diesen Hauptstützen eine grössere Stabilität zu verleihen, ist ihrem Fufsende durch gufseiserne, an die obere Gurtung der Gitterträger angeschraubte Winkel eine wesentliche Verbreiterung zu Theil geworden.

Fig. 967.



Der Horizontalschnitt der Zwischenstützen, aus zwei Einzeltheilen zu einer liegenden T-Form zusammengesetzt, ist durch Fig. 967 veranschaulicht.

Die Verbreiterung ihres Fufsendes, sowie der Anschlufs der Sprosseneisen, erfolgte in gleicher Weise, wie bei den Hauptstützen.

Die Construction der überdeckten Zwischenwege, die eine Breite von 15 Metern erhielten, ist mit Hülfe von schmiedeeisernen, halbkreisförmigen Tragebogen ausgeführt, auf welche die Belastung des Satteldaches übertragen wird.

Fig. 968.

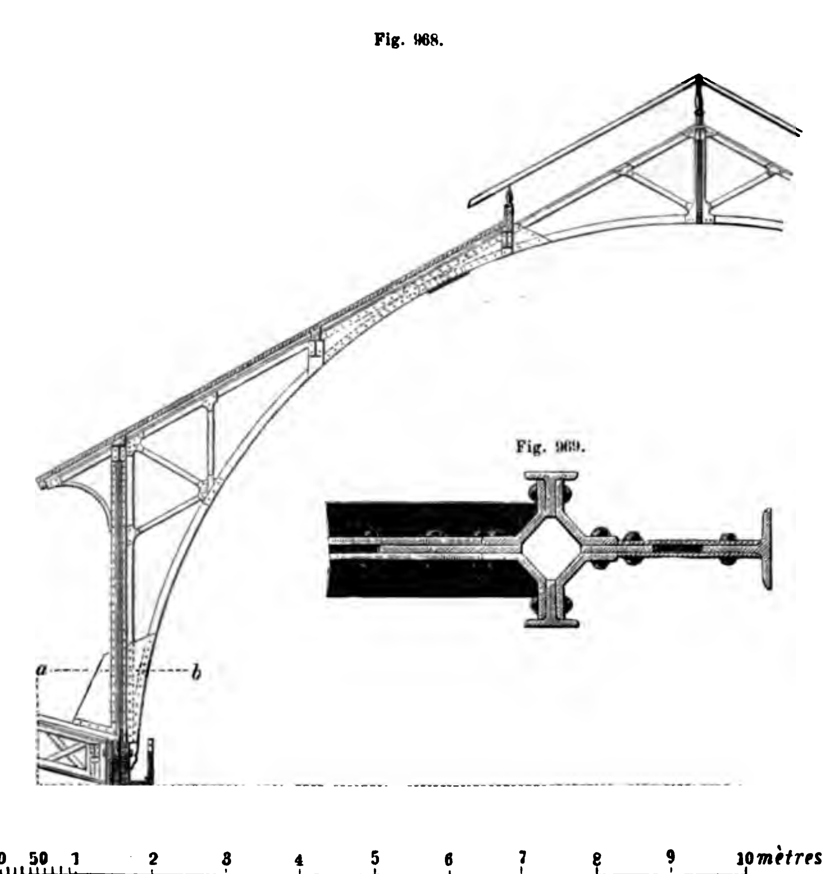


Fig. 968 zeigt einen Querdurchschnitt dieser Dachverbindung. Da der Querschnitt der Bogen sowohl, wie der der Sparren einfach T-förmig ist, mit vertikalen, in einer Ebene liegenden Rippen, so war die Verbindung beider durch Flachschienen und Deckbleche in hohem Grade erleichtert. Von eigenthümlicher Zusammensetzung sind auch hier die, über die Pultdächer der sich anschliefsenden »Pavillons« emporragenden Aufsenstützen des Daches; dieselben bestehen, wie aus dem nach der Linie *ab* gedachten Horizontalschnitt, Fig. 969, hervorgeht, aus vier untereinander verschraubten Winkeln von gebrochener Form. Um ihnen eine gröfsere Stabilität zu verleihen, wurden zwischen die vertikal aufsteigenden Schenkel zwei T-Eisen und in den rechtwinklig darauf stehenden Armen je eine Blechplatte eingelegt; von diesen letzteren verbreitern sich die linksseitigen am Fufsende der Stütze, sodafs sie hier durch besondere Winkel

mit den Gittersparren der Pultdächer vernietet werden konnten. Mittelst doppelter Deckbleche ist gleichzeitig auch eine feste Verbindung zwischen dem Tragebogen und der Stütze hergestellt. Oben an der Traufseite des Satteldaches tritt das links eingelegte Blech in Form eines $\frac{1}{4}$-Kreises aus den Stützen heraus, indem es hier zur Unterstützung der übertretenden Sparren dient, wie dies Fig. 970 im Detail erkennen läfst.

Vier Fetten von doppelter T-Form vermitteln bei diesem Dache die nothwendige Längenverbindung; sie steifen zugleich die Bindersparren nach der Seite aus und unterstützen die Langhölzer, auf welchen die Dachschalung befestigt ist. Die beiden mittleren jener Fetten stofsen stumpf gegen die, an die Vertikalrippe des Bogens und des Sparrens angelegten Deckbleche, und ruhen hier auf angeschraubten gufseisernen Schuhen, wobei einem seitlichen Verschieben derselben durch besondere Winkeleisen vorgebeugt ist. Die Fig. 971 zeigt diese Verbindung in der Mitte des Sparrens, und Fig. 972 an derjenigen Stelle, wo die Laterne sich erhebt. Zur Unterstützung der Sprosseneisen dienen hier kleine, in Pilarform gegossene Stützen, die, mit einer Fufsplatte versehen, auf die Oberflanschen der T-Fetten fest geschraubt sind; an ihrem Kopfende erhielten sie zwei angegossene Lappen, mittelst deren sie den einen Schenkel eines durchlaufend angeordneten Winkeleisens zwischen sich fassen, während auf dem anderen Schenkel desselben die Sprosseneisen aufruhen.

Fig. 970.

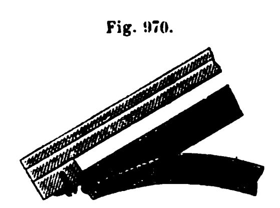


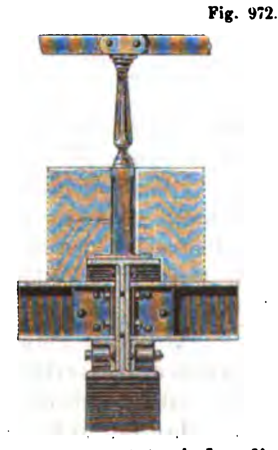
Fig. 971.





Die Figuren 973 und 974 stellen endlich die Verbindung im Dachfirst und im Scheitel des halbkreisförmigen Tragebogens dar. Zwischen die vertikalen Rippen des Sparrens und des Bogens wurde hier ein Blechstreifen als »Pafsstück« eingelegt und eine Verbindung dieser Theile durch zwei Stofsplatten bewirkt, an die sich die beiderseitigen Fettenenden stumpf anschliefsen; ihr Auflager erhalten dieselben auf schmiedeeisernen geschwungenen Kopfbändern, die aus T-förmigen Einzelstücken zusammengesetzt sind; die Deckung der Stofsfugen geschieht durch angenietete

Fig. 972.





Doppelbleche; besondere Winkeleisen sichern auch hier die Firstfette gegen seitliche Bewegung.

Fig. 973.

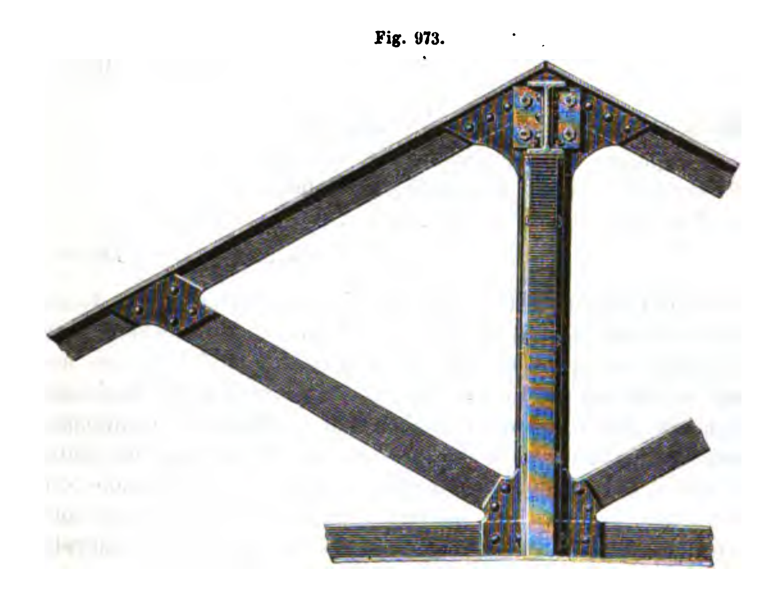
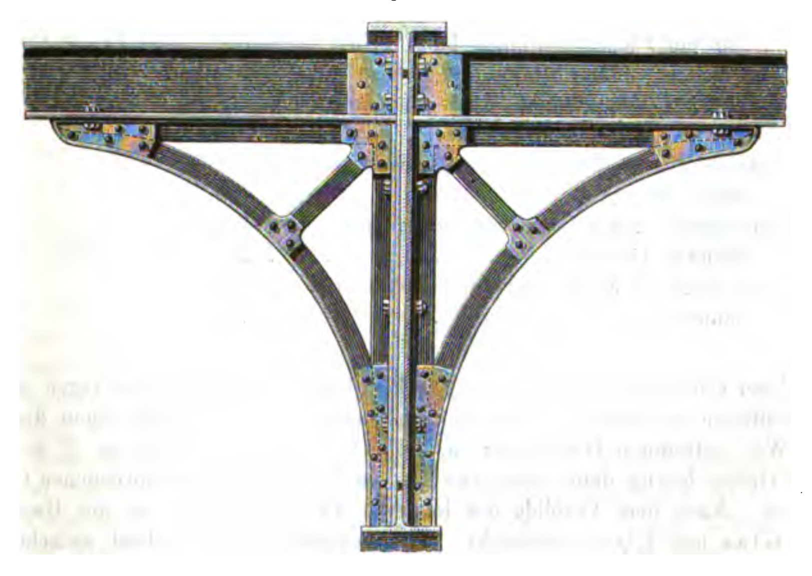


Fig. 974.



Wir fügen schliefslich, die Pariser Centralhallen betreffend, noch einige Bemerkungen von allgemeinerem Interesse hinzu.

Die totale, von diesen Hallen eingenommene Fläche beträgt, einschliefslich sämmtlicher Quer- und Längswege, sowie der ringsherum projectirten Fufswege (*rues de pourtour*) 87790 □Meter. Es enthält nämlich:

die östliche Halle	21080	□Meter
die westliche Halle	19310	-
	40390	□Meter
die Kornhalle	3800	-
	44190	□Meter,

hierzu:

die unbedeckte, zwischen beiden Hallencomplexen liegende Querstrafse (*boulevard des halles*), sowie der ringsherum geführte Fufsweg	43660	-
Summa	87790	□Meter.

Der zur Herstellung aller 12 »Pavillons« erforderliche Kostenaufwand belief sich auf 15 bis 16 Millionen (Francs). Das östliche Hallensystem hat allein 8 Millionen gekostet, und die Kosten des im Jahre 1865 noch in der Ausführung begriffenen westlichen Hallensystems wurden mit Rücksicht auf den etwas kleineren Flächeninhalt desselben auf 7 Millionen veranschlagt. Zur Beschaffung des Grund und Bodens, sowie zur Bestreitung der durch Expropriationen nothwendig gewordenen Kosten ergab sich ein Aufwand von 35 Millionen. Dagegen betragen die jährlichen Einnahmen, soweit solche allein von denjenigen Händlern erhoben werden, die im Innern der Centralhallen ein Geschäft *en gros* betreiben, durchschnittlich $5\frac{1}{2}$ Millionen. Die kleineren Verkaufsstände bringen aufserdem eine jährliche Summe von etwa einer Million ein. Dieser letztere Ertrag stellt sich, wie folgt:

eine Verkaufsstelle, 3 Meter lang und ebenso breit, (für ein Fleischwaarengeschäft) bringt täglich	3 Fr.	—	Centimes.
eine solche, 2 Meter lang und ebenso breit, für den Verkauf von Fischen, incl. Benutzung eines Bassins mit fliefsendem Wasser	1 -	50	-
eine dergl., 2 Meter lang und ebenso breit, für Geflügel, Wildpret	1 -	—	-
eine dergl , 2 Meter lang und ebenso breit, für Früchte, Blumen, Gemüse	— -	75	-
eine dergl., 2 Meter lang und 1 Meter breit, für Kleinhandel (*pour menu détail*)	— -	15	-

Der Construction der ehemaligen Berliner Markthallen lagen ähnliche Verhältnisse zu Grunde. Dieselben bestanden aus zwei, durch einen überdeckten Weg getrennten Hallen von ca. $84^{m}5$ Länge und $11^{m}25$ resp. $9^{m}40$ Breite. Ihre Gröfse betrug daher nur etwa $\frac{1}{17}$ von der der soeben besprochenen Centralhallen. Nach dem Vorbilde der letzteren waren auch sie in der Hauptsache aus Glas und Eisen construirt. Ein wesentlicher Unterschied zwischen beiden bestand nur darin, dafs die Pariser Hallen, trotz ihrer kolossalen Dimensionen, für die darin stattfindende grofse Frequenz noch entschieden zu klein sind, während die weit kleineren Berliner Hallen bei dem absoluten Mangel an Verkehr sich noch als viel zu grofs erwiesen haben. Worin dieses Mifsverhältnifs lag, soll an dieser Stelle nicht erörtert werden. Soviel ist jedoch bekannt, dafs die Inhaber der Verkaufsstände in unsern Hallen unter

sympathischer Theilnahme des Publikums plötzlich »depossedirt« und wieder auf ihre alten Standquartiere der mehr als 20 offenen Marktplätze Berlins versetzt worden sind. Wie in den guten, alten Zeiten wird hier auch jetzt noch der Markt *à ciel ouvert* unter aufgespannten Regenschirmen abgehalten, deren Durchmesser gerade ausreicht, um die zum Verkauf gestellten Gegenstände aus dem Regen unter die Traufe zu befördern. Inzwischen hat man unsere Markthallen bekanntlich zu anderen Zwecken dienstbar gemacht; sie sind in einen Circus verwandelt worden, zum vollgültigen Beweise dafür, daſs da, wo es sich um die Bedürfnisse des täglichen Lebens handelt, auch bei uns die alt-römischen Spiele in ihr Recht treten — *panem et circenses!*

Indem wir hiermit die groſsstädtischen Marktplätze verlassen, beschäftigen wir uns nun mit der Construction einer anderen Halle, unter deren Glasdache zu jeder Tages- und Jahreszeit ein ebenso bunter, wie polyglotter Verkehr stattfindet. Wir meinen die groſse Halle des Nord-Bahnhofes in Paris. Der Entwurf derselben, die hinsichtlich ihrer räumlichen Dimensionen nur in der Bahnhofs-Halle zu Birmingham einen ebenbürtigen Rivalen findet, rührt sowohl in architektonischer, wie in constructiver Beziehung von dem berühmten, im Jahre 1868 leider zu früh verstorbenen Hittorff her. In hochangesehener Stellung, und 14 Jahre hindurch Mitglied der Akademie der schönen Künste in Paris, verbreitete sich sein Ruf als Künstler und Gelehrter weit über die Grenzen seines Vaterlandes hinaus. Nach seiner groſsen italienischen Reise, die er in theilweiser Gemeinschaft mit unserem unvergeſslichen W. Stier unternommen, und deren Resultat in einem Prachtwerke (*Architecture moderne de la Sicile, Paris* 1835) vorliegt, kehrte Hittorff im Jahre 1824 nach Paris zurück, wo er in einem höchst idyllischen, mitten im geräuschvollsten Stadtviertel gelegenen Wohnsitze eine unbegrenzte Thätigkeit entwickelte. Mit Bezug hierauf sagte M. Beulé*), ausgezeichneter Akademiker und z. Z. ständiger Secretair der Akademie der schönen Künste, in seiner »*éloge de M. Hittorff*«, gesprochen in einer öffentlichen Sitzung der Akademie (12. December 1868): »*Au milieu de Paris, dans le quartier tumultueux de Notre-Dame de Lorette, Hittorff occupait une demeure conforme au voeu de Socrate, petite, mais toujours remplie de vrais amis, au milieu d'un grand jardin, où les oiseaux chantaient au printemps, où les rayons de l'été étaient arrêtés par d'épais ombrages et où les bruits de la rue n'avaient jamais pénétré.*«

Diese der Kunst gewidmeten und durch die Kunst geheiligten Räume bildeten zugleich einen vielbesuchten Centralpunkt für einheimische und fremde Architekten**). Auch der Verfasser dieses Buches erinnert sich mit lebhafter Empfindung der freundlichen Aufnahme, die derselbe vor mehreren Jahren bei seinem längeren Aufenthalte in Paris in dem »Tusculum« Hittorff's gefunden. Ehre ihm und seinem Andenken! Herzlichen Dank zugleich dem Architekten Herrn Charles Hittorff jun., der dem Fremdlinge bei seinen Kreuz- und Querzügen durch die Anlagen des Nord-Bahnhofes ein so liebenswürdiger »Cicerone« gewesen. —

---

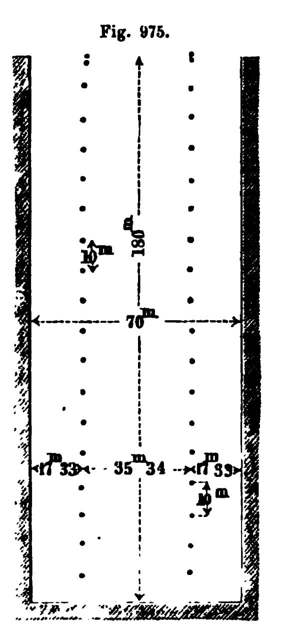
*) gest. im April 1874.

**) .... *où*, wie M. Beulé sagt, *l'hospitalité était simple, aimable, rehaussée par les arts, où les étrangers illustres, à peine arrivés à Paris, se hâtaient de venir converser et souvent former des relations durables avec les artistes et les savants de notre pays.* —

Dafs Hittorff neben dem feinen Verständnifs, welches er für die Monumente des klassischen Alterthums besafs, auch ein »*constructeur savant*« gewesen, hiervon hat derselbe bei vielen, nach seinem speciellen Entwurfe ausgeführten Bauwerken ein eminentes Zeugnifs gegeben; wir nennen nur die beiden, von ihm construirten grofsen Circus in Paris, *le cirque des champs-Élisées* und *le cirque du boulevard*. Die Construction des letzteren ist ohne innere Stützpunkte, ähnlich dem Renz'schen Circus in Berlin, ausgeführt. Beide Circus waren für die damaligen Verhältnisse unübertroffene Gröfsen. Mit dem Hallenbau des Nordbahnhofes in Paris hat Hittorff der einen Gröfse noch eine andere hinzugefügt.

Die Breite der Halle, vergl. Fig. 975, beträgt 70 Meter, ihre Länge 180 Meter und ihre gröfste Höhe, vom Fufsboden bis zum höchsten Punkte des Oberlichtes gemessen, 31 Meter (Höhe des Berliner Schlosses); es nimmt daher die Halle einen Flächenraum von ca. 13000 Quadratmetern (130 Ares) ein. Die beiden Langseiten enthalten die Wartesäle (*les salles d'attente*) 1ter, 2ter und 3ter Klasse, die Räume für das Gepäck, für die Steuerbeamten u. s. w.; auch schliefsen sich hier kleinere, ebenfalls aus Eisen construirte Hallen an, so die »*halle des messageries*« und andere. Sämmtliche Säle stehen mit geräumigen Vestibülen (*salles des pas perdus*) in Verbindung. Ueber die Dächer dieser angrenzenden Räumlichkeiten tritt die mittlere grofse Bahnhofshalle nach Art einer Basilika höher hinauf, so dafs sie in der ganzen Ausdehnung ihrer Langseiten durch grofse halbkreisförmige Fenster ihr Seitenlicht empfängt. Die Hauptbeleuchtung wird ihr jedoch in der Mitte durch ein durchlaufend angeordnetes Oberlicht zu Theil, welches sich, rechtwinklig zur Dachneigung gemessen, in einer Höhe von 0^m35 über der Dachfläche erhebt, und somit eine freie Circulation der Luft gestattet. In der Nähe des vorderen Theils der Halle befinden sich grofsentheils die Verwaltungsräumlichkeiten, so die für die Post, für die Telegraphie, für den Billetverkauf u. s. w. erforderlichen Büreaus. Die gegenüberliegende Seite derselben, die zur Ein- und Ausfahrt der Züge dient, ist nur in ihrem unteren Theile offen, in ihrem gröfseren oberen Theile dagegen — wie dies in Frankreich gewöhnlich geschieht — mit einem aus Glas und Eisen construirten Verschlufs (*rideau*) versehen, wodurch die unangenehme Einwirkung der Zugluft erheblich gemildert wird. Die in neuerer Zeit ausgeführten grofsen Bahnhofshallen Berlin's lassen ein derartiges Schutzmittel fast überall vermissen.

Fig. 975.

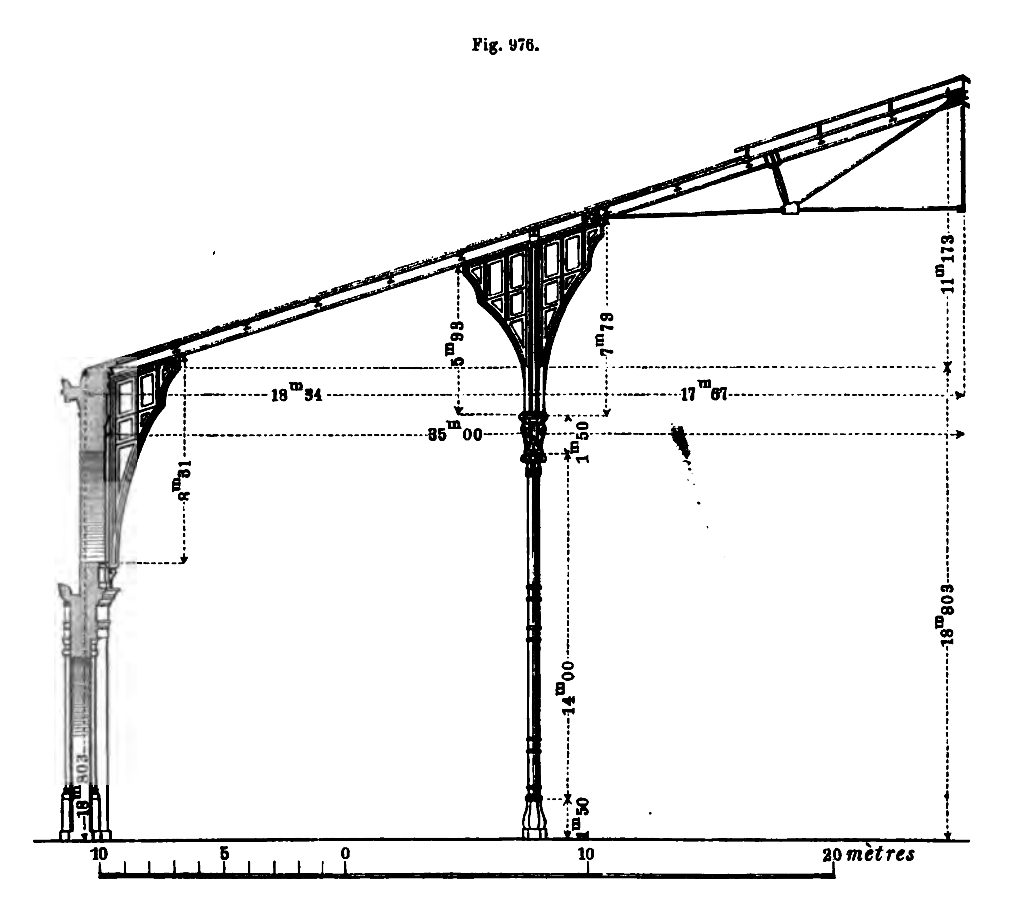


Mittelst zweier, in paralleler Richtung durchlaufender Säulenreihen ist die Halle in drei Theile getheilt, deren Breitendimensionen verschieden sind. Die Breite der Seiten-Abtheilungen, von der Mitte der Säulen bis zu den angrenzenden Mauern gemessen, beträgt 17^m33, und die des mittleren Theiles 35^m34, d. h. etwa ebensoviel, wie die Spannweite unserer Hallen zwischen den Umfassungsmauern. Nach der Längenrichtung sind 18 Säulen in Abständen von 10 Metern aufgestellt; die ganze Länge der Halle, einschliefslich

des 10 Meter breiten Umganges an der vorderen, kürzeren Seite, mifst daher 180 Meter.

Die allgemeinen Constructions- und Höhenverhältnisse derselben gehen aus dem, in Fig. 976 dargestellten Querdurchschnitt hervor. Ueber den Säulen — also in Abständen von 10 Metern — sind die als Blechträger construirten Bindersparren verlegt, die sowohl hier, wie an den Traufseiten durch grofse, durchbrochen gegossene Console ihre Unterstützung erhalten. Die letzteren wurden an die Seitenwände der hohlen 8-seitigen Aufsätze, die über dem Säulenkapitäl, bis zur unteren Sparrengurtung gemessen, sich

Fig. 976.

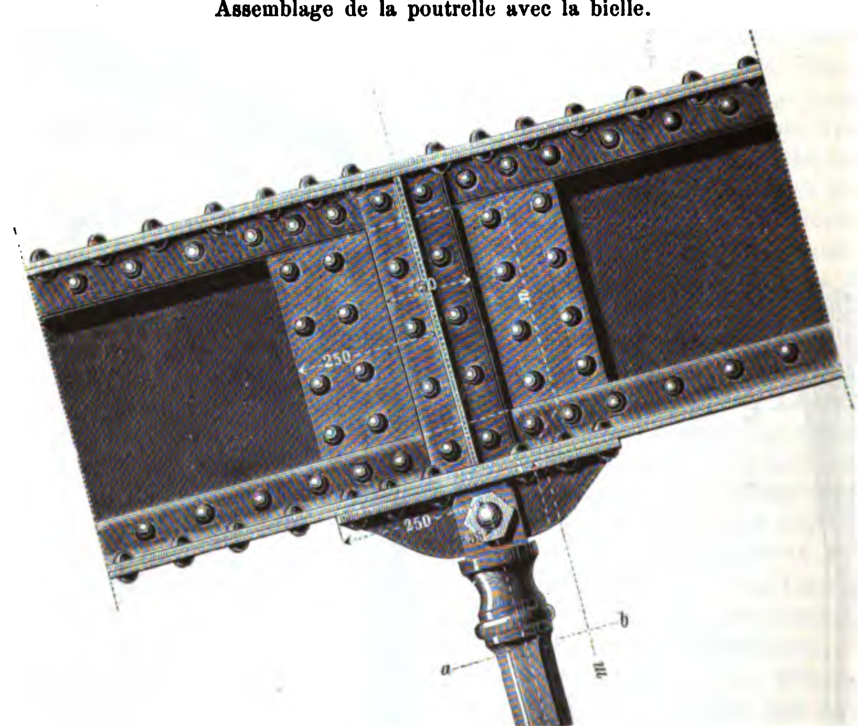


in einer Höhe von 6m86 erheben, fest geschraubt und an den Langfronten, wo sie aus den Umfassungsmauern hervortreten, mit diesen verankert. Bei einer Höhe der Blechsparren von 0m55 und einem entsprechenden Querschnitt ihrer Gurtungen konnten dieselben zwischen den Säulen und den Umfassungsmauern der Halle ohne weitere Unterstützung bleiben, obwohl ihre freie Länge — im Lichten zwischen den Consolen gemessen — hier noch 12m25 beträgt. Der bedeutend längere, zwischen den Säulen liegende Theil der Sparren wird indessen noch durch eine gufseiserne, im Querschnitt kreuzförmig gestaltete Strebe unterstützt, die sich in der Mitte derselben mit ihrer unteren Gurtung

rechtwinklig verbindet. Die betreffende Zugstangenverbindung ist nach dem Princip des Polonceau'schen Systems in gebrochener Form angeordnet; jede von den beiden, unter einem Winkel von 2^0 geneigten Endtheilen derselben besteht aus doppelten nebeneinander verlegten Rundstangen, während in der Mitte, der geringeren Zugspannung entsprechend, nur eine einfache Stange zur Verwendung gekommen. Eine hier eingelegte Kuppelung gestattet die Rectification der ganzen Verbindung.

Die Dacheindeckung, soweit dieselbe nicht durch die Laterne des Oberlichts unterbrochen wird, besteht aus glattem Zinkblech mit darunter befindlichen Schalbrettern von 10 bis 12 Centim. Breite. Zu ihrer Unterstützung, sowie zur gleichzeitigen Seitenaussteifung der gedrückten Gurtung der Sparren

Fig. 977.
Assemblage de la poutrelle avec la bielle.



dienen starke, in T-Eisenform ausgewalzte Fetten; dieselben sind in Entfernungen von $3^{m}04$ angeordnet und stofsen stumpf gegen die Blechwand, wo sie durch doppelte Winkel ihre Befestigung erhalten; auf ihrer oberen Flansche, und mit dieser durch durchgreifende Bolzen befestigt, ruhen Langhölzer, welche die in der Richtung der Sparren verlegten Schalbretter unterstützen. Das Oberlicht beginnt, von der Firstfette an gerechnet, über dem dritten T-Eisen, und nimmt etwa den vierten Theil der ganzen Dachfläche ein.

Nach diesen kurzen und allgemeinen Bemerkungen gehen wir zum Detail der Verbindung in den Hauptknotenpunkten der Construction über.

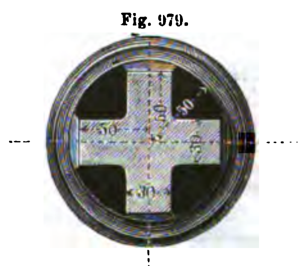
Die Figuren 977 und 978 zeigen die Verbindung des Kopfendes der Strebe mit der unteren Gurtung des Blechsparrens; die letztere Figur ist ein Querdurchschnitt nach der Linie mn. In diesen, wie in den nachfol-

genden Figuren bezeichnen die hineingeschriebenen ganzen Zahlen stets Millimeter. Zwischen die vertikalen Schenkel der oberen und unteren Gurtungs-Eckeisen sind hier zu beiden Seiten der Mittelwand ein Paar Deckbleche eingelegt, deren Breite 0^m50 beträgt; an die Aufsenflächen derselben schliefsen sich zwei, in ganzer Höhe des Sparrens durchgreifende T-Eisen an, welche die Belastung in vortheilhafter Weise übertragen. Die Befestigung der Strebe geschieht mittelst eines an die untere Gurtung genieteten T-Eisens, dessen vertikale Rippe mit dem in Gabelform gegossenen Strebekopf verbolzt ist.

Fig. 978.



Fig. 979.



Plan suivant ab.

Das Querprofil der Strebe geht aus dem, nach der Linie *ab* gelegten Horizontalschnitt, Fig. 979, deutlich hervor; die 4 gleich langen Arme haben eine übereinstimmende Stärke von 3 Centim., während ihre Länge von beiden Enden nach der Mitte der Strebe allmählig zunimmt; so beträgt die gröfste Querschnittsdimension der Strebe an ihren Enden 10, und in der Mitte 14 Centim.

Die Verbindung im unteren Knotenpunkte, wo die verschiedenen Zugstangenenden mit dem Strebefufs zusammentreffen, wurde auch hier mit Hülfe zweier vertikaler Kuppelplatten bewirkt, wie sich dies aus den Figuren 980, 981 und 982 — Ansicht, Grundrifs und Durchschnitt — erkennen läfst. Da, wie bereits bemerkt, die unter 2° geneigten Endstücke der Querverbindung aus doppelten Rundstangen bestehen, so sind diese an die Aufsenflächen der Kuppelplatten angelegt, und mit einem eingeschobenen Zwischenstück verbolzt, während die übrigen Verbandstücke zwischen jene Platten eingreifen. Bei der geringen Höhe der letzteren konnten dabei die übereinander liegenden Zugstangen *g* und *h* zwischen den Vertikalplatten keinen ausreichenden Platz finden, ohne mit ihren abgeplatteten und verbreiterten Enden in eine unmittelbare Collision zu gerathen; um diesem Uebelstande abzuhelfen, wurde das bis auf 12 Centim. verbreiterte Ende der Zugstange *h* mit einem Ausschnitt versehen, innerhalb dessen sich der erforderliche Platz für die Zugstange *g* gewinnen liefs.

Wie ferner aus der Fig. 982 ersichtlich, greift die Strebe mit einem Zapfen, dessen Stärke von 12 Centim. dem lichten Abstande der beiden Kuppel-

platten entspricht, zwischen diese genau passend ein, wo sie gleichfalls verbolzt ist.

Die Construction des First-Knotenpunktes geht aus den Figuren 983

Fig. 980.

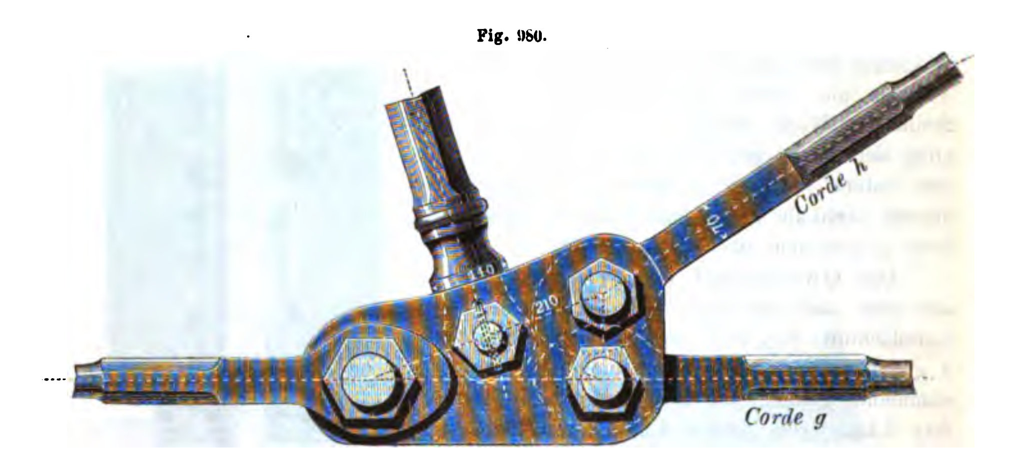


Fig. 981.

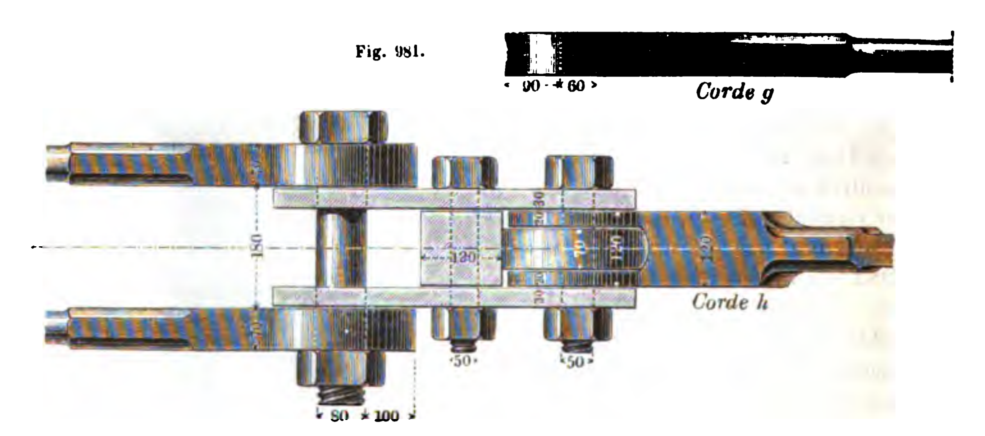


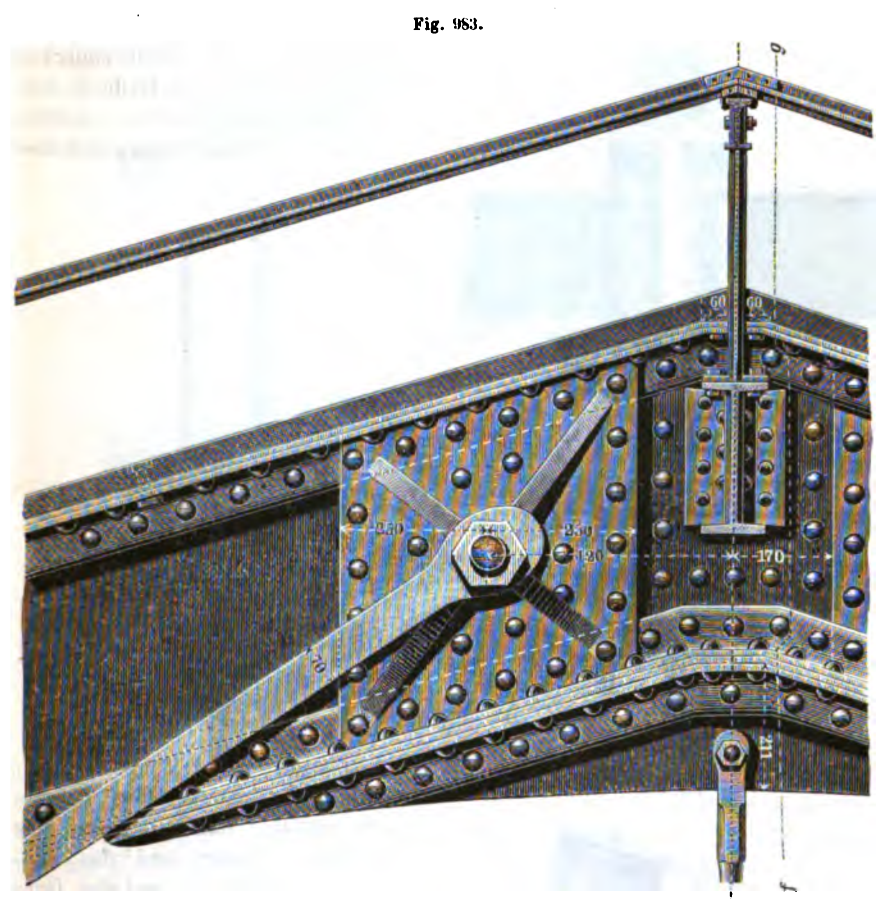
Fig. 982.



und 984, Ansicht und Durchschnitt nach der Linie *fg*, deutlich hervor. An derjenigen Stelle, wo die beiden geneigten Stangen ihren Angriffspunkt haben, sind zu beiden Seiten der Vertikalwand des Sparrens gufseiserne Platten aufgestellt, die an ihren inneren Berührungsflächen, dem Profil der Sparrengurtung conform, mit genau zugerichteten Ausschnitten versehen sind; ihre Aufsenflächen werden durch 2, von den Enden nach der Mitte schräg ansteigende Diagonalrippen unterbrochen, deren Ueberkreuzung mit dem Befestigungspunkte der Stangen zusammenfällt. Die letzteren endigen, wie aus Fig. 985 ersichtlich, in einer Gabelform und greifen mittelst dieser über die untere Gurtung ohne Weiteres fort, da die Breite derselben nicht gröfser ist, als der lichte Abstand beider Gabeln. Zwischen den erwähnten gufseisernen Platten sind die, an beiderseitige Deckbleche stumpf gegenstofsenden

Enden der Firstfette mittelst doppelter Winkel befestigt. Die Höhe dieser, in einer Länge von 10 Metern frei verlegten T-Eisen beträgt 25 Centim., ihre Flanschenbreite 11,5 und ihre Rippenstärke 1 Centim. Mit ihrer oberen Flansche sind die schmiedeeisernen Doppelstützen verschraubt, welche die zur Unterstützung der Sprosseneisen erforderlichen T-Eisen tragen.

Fig. 983.



Was die Befestigung der vertikalen Stange anbetrifft, so ist hierzu allerdings ein ziemlich beträchtliches Materialquantum aufgeboten worden. Der gabelförmige Kopf dieser Stange umfaſst nämlich ein vertikales, unterhalb der Gurtung hervortretendes Blech, welches mit dieser durch lange und doppelseitig angelegte Winkeleisen vernietet wurde. Das in der Mitte der Zugstange angeordnete »Schloſs« ist hinsichtlich seiner Form und Gröſse der in Fig. 786 dargestellten »Kuppelung« ganz ähnlich und bietet daher nichts Bemerkenswerthes dar.

Der zur Unterstützung der Dachschalung erforderlichen T-Eisen-Fetten ist bereits oben Erwähnung gethan. Fig. 986 zeigt den Stoſs und die Befestigung derselben an den Blechsparren mit eingeschriebenen Maſsen. Die auf ihrer oberen Flansche aufruhenden Langhölzer von 15 Centim. Breite und 11 Centim. Höhe sind mit dieser durch je 2 Schraubenbolzen befestigt, deren obere Köpfe in das Holz vertieft eingelegt wurden.

Fig. 984.

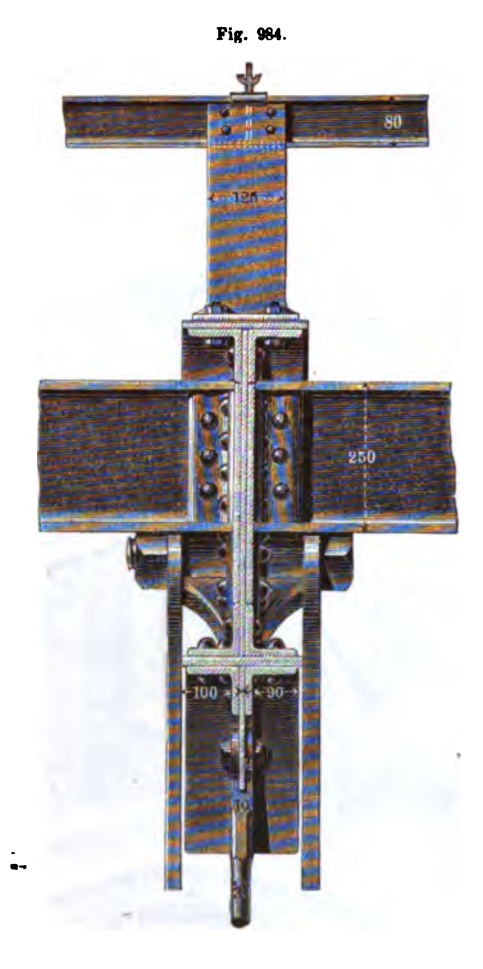


Fig. 985.

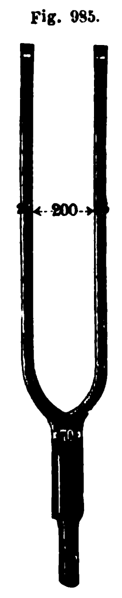
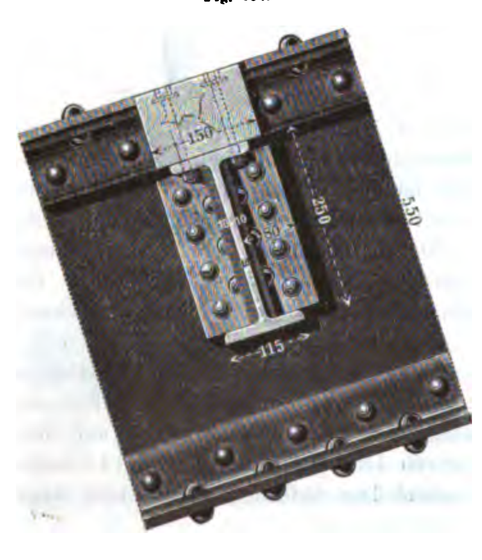


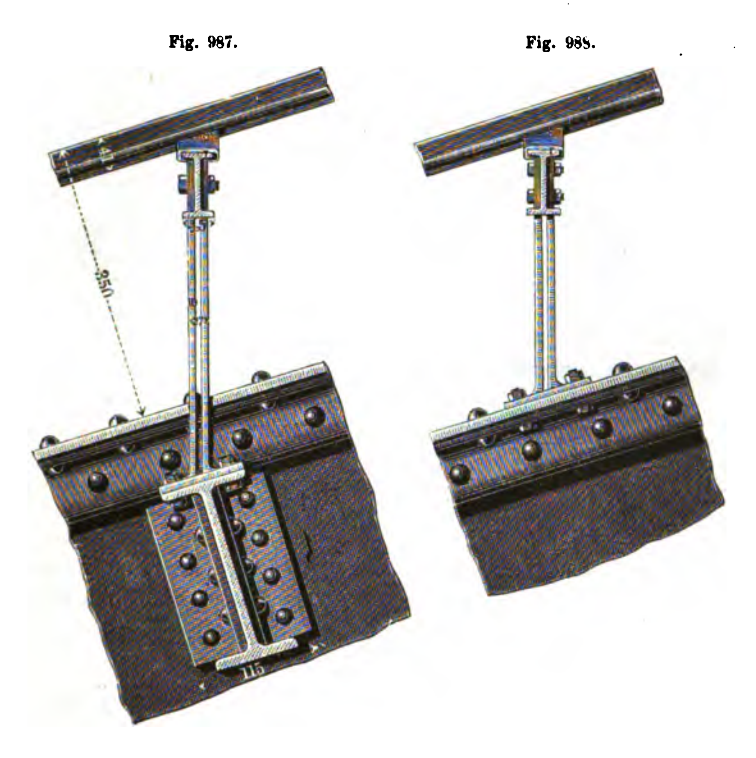

Fig. 986.



Für die Beleuchtung einer so kolossalen Halle würden die in den Langseiten angebrachten Fenster, welche die Form einer Halbkreisfläche erhielten, für sich allein als durchaus unzureichend sich erwiesen haben. Dieser Umstand bedingte daher die Nothwendigkeit eines in der Mitte der Halle zu construirenden Oberlichtes, welches die Dachfläche unterbrechen und über dieser in bestimmter Höhe hervortreten mufste, damit dadurch eine Ventilation erzeugt und das Entweichen des Rauches und der Gase ermöglicht werden konnte. Zu diesem Zweck wurden schmiedeeiserne Doppelstützen, vergl. Fig. 987, auf die betreffenden Fetten gestellt und mit diesen durch Umkröpfung ihrer Fufsenden vernietet. Dieselben haben eine Höhe von 45 Centim. und bestehen aus Flacheisen von 6 Centim. Breite und etwa 1 Centim. Stärke; mit ihrem oberen, verbreiterten Ende umfassen sie die vertikale Rippe eines in ganzer Länge des Oberlichtes angeordneten T-Eisens, dessen untere

Flansche an dieser Stelle mit einem Ausschnitt versehen werden mufste. Auf diesen T-Eisen, die auch über allen oberen Fetten verlegt und dort in gleicher Weise unterstützt sind, ruhen die der Verglasung angehörigen Sprosseneisen. Die Entfernung jener Stützen von einander beträgt 3m23: an denjenigen Stellen, wo sie grade auf einen Bindersparren treffen, sind sie, wie aus Fig. 988 er-

Fig. 987. Fig. 988.

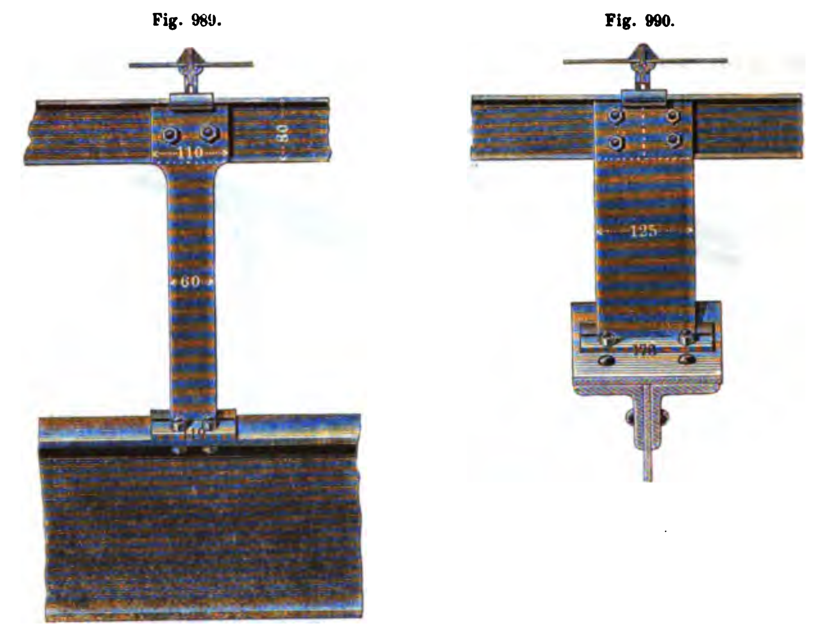


sichtlich, auf die obere Gurtung desselben gestellt, und demzufolge von geringerer Höhe. Die Figuren 989 und 990 zeigen für beide Fälle diese Verbindung im Längenschnitt, und Fig. 991 giebt diese Ansicht in kleinerem Mafsstabe mit den, auf den T-Eisen des Oberlichtes aufruhenden Sprosseneisen; in Uebereinstimmung mit der Breite der zur Verwendung gekommenen Glastafeln beträgt die Entfernung derselben 46 Centim.

Die Figuren 992 und 993 zeigen den Querdurchschnitt und die Ansicht eines Sprosseneisens in gröfserem Mafsstabe und zugleich die Art und Weise, wie ihre Befestigung auf den T-Eisen ursprünglich beabsichtigt war. Die vertikalen Schenkel zweier Winkel umfassen nämlich den unteren Theil des Sprosseneisens, während die horizontalen Schenkel derselben mit der Flansche der T-Eisen vernietet werden müssen. Es ist dies eine ältere, häufig in Anwendung gekommene Befestigungsweise, deren Ausführung jedoch manche Schwierigkeiten verursacht. Mit Rücksicht hierauf machte man im vorliegenden Falle von kleinen, eisernen Schuhen (*sabots*) Gebrauch, die auf die Trägerflansche aufgestreift und hier durch ein Paar Stifte befestigt wurden. Ein solcher Schuh besteht, wie sich aus der Horizontalprojection der Fig. 994 erkennen läfst, aus einer Fufsplatte mit zwei, in einem Abstande von 0,6 Centim. parallel aufsteigenden Seitenwänden, deren obere Kanten nach der verschiedenen

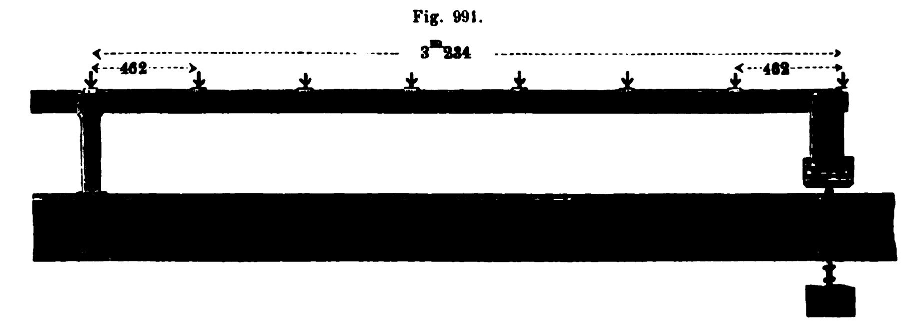
Neigung des Glasdaches in der Weise abgeschrägt sind, dafs sie sich an die Aufsenfläche der kleinen Sprossenrinnen überall und genau anschliefsen. Um

Fig. 989. Fig. 990.



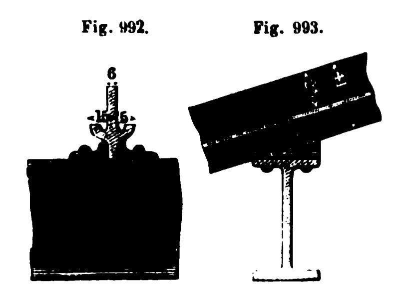
diesen Schuhen auf dem T-Eisen eine unverschiebbare Lage zu geben, ist die Fufsplatte derselben an zwei gegenüberliegenden Seiten mit Umkröpfungen

Fig. 991.



versehen, mittelst deren ein fester Anschlufs an die Trägerflansche stattfindet; zur weiteren Befestigung dienen zwei, in diagonaler Richtung eingeschlagene Stifte, deren Nietlöcher bereits vorher in die Fufsplatte eingebohrt wurden. Aehnliche Oeffnungen befinden sich auch in den Seitenwänden, so dafs diese mit der dazwischen liegenden Rippe des Sprosseneisens mittelst kleiner Nietstifte befestigt werden konnten. Die Figuren 995, 996 und 996 a zeigen diese Verbindung in den verschiedenen Ansichten des Schuhes, wobei noch zu bemerken, dafs auch der obere Theil

Fig. 992. Fig. 993.



der Sprosseneisen in Entfernung von ca. 80 bis 90 Centim. eingebohrte Löcher enthält, durch die kleine Rundstifte dicht über die sich überdeckenden Glastafeln eingelegt wurden, um der Möglichkeit eines Abhebens derselben vorzubeugen.

Es dürfte hierbei, namentlich im Hinblick auf einen vollkommenen Anschlufs der Seitenwände des Schuhes an die dazwischen fassende Rippe des Sprosseneisens, in mancher Beziehung vortheilhaft erscheinen, die Horizontalrippe des letzteren in ihrer Unterfläche nicht zu gekrümmt, sondern mehr geradlinig und horizontal zu gestalten. Wir geben daher — gewissermafsen *en parenthèse* — in den Figuren 996b, 996c und 996d noch einige französische Normalprofile, welche in verbesserter Form der obigen Forderung entsprechen.

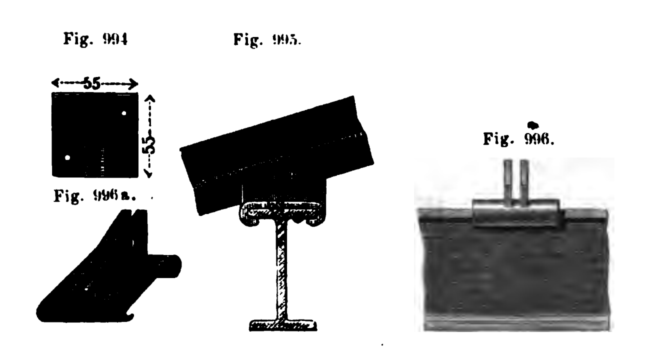


Fig. 994 Fig. 995. Fig. 996. Fig. 996a.

Die erste dieser Figuren stellt ein Sprosseneisen in den kleinsten, allenfalls noch zulässigen Querschnittsdimensionen dar, während die beiden anderen Figuren dasselbe in seiner mittleren, resp. gröfsten Form zur Anschauung bringen. Das Gewicht dieser Sprosseneisen, deren Rippenstärke *in medio* auf 5 bis 6 Millimeter angenommen werden kann, beträgt in aufsteigender Linie 2^k5, 3^k2 und 4^k5 pro lfd. Meter. Wie ersichtlich, ist hier überall auf eine breite Auflagerfläche für die Glastafeln gebührende Rücksicht genommen.

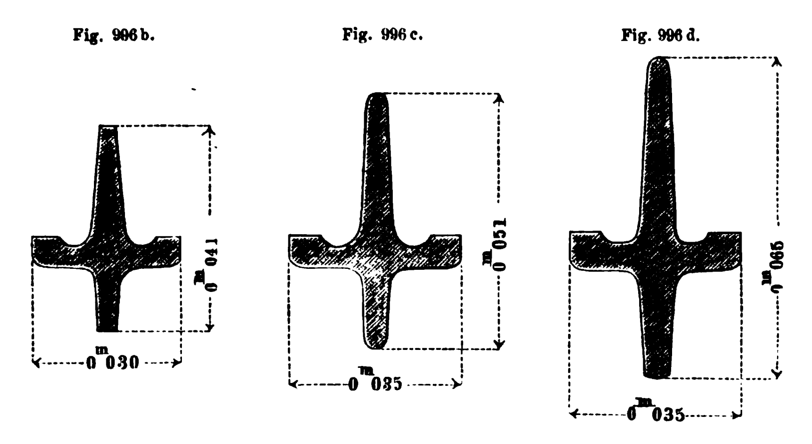
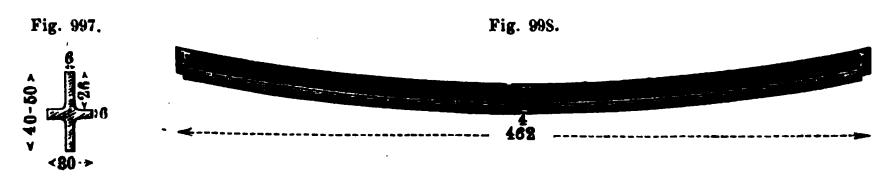


Fig. 996b. Fig. 996c. Fig. 996d.

Diese in einer Länge von 5^m50 bis 5^m75 ausgewalzten, und seitlich mit zwei Rinnen versehenen Sprosseneisen sind auch bei uns zur Construction von Oberlichten sehr häufig verwendet worden. Die kleinen Rinnen hatten dabei ursprünglich den Zweck, das in Folge des Loslösens der schrägen Kittfuge zwischen dieser Fuge und der Vertikalrippe des Eisens durchdringende Schnee- und Regenwasser aufzunehmen und sicher abzuführen, damit dasselbe nicht an den Sprosseneisen hinabtröpfele und zur Oxydation des Eisens, sowie

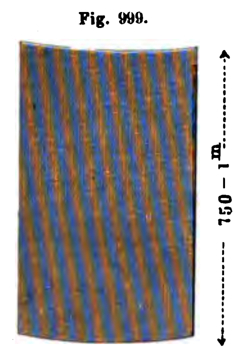
zu anderweitigen Uebelständen Veranlassung gebe. Wie die Erfahrung gelehrt, haben indessen die in solcher Form construirten Sprosseneisen jenen Zweck mehr oder minder verfehlt; sie haben mehr versprochen, als sie zu leisten im Stande waren. Es füllen sich nämlich die kleinen Rinnen nur zu bald mit Staub und Unreinlichkeiten aller Art aus, sie verstopfen sich und hindern somit den freien Abflufs des sich ansammelnden Wassers. Mit Bezug hierauf mufs im Gegentheil auf die Nothwendigkeit hingewiesen werden, in unmittelbarer Nähe der Kittfuge alle Einschnitte und Vertiefungen möglichst zu vermeiden, da diese stets als die natürlichen »Ansammler« von Staub und Schmutz zu betrachten sind. Bei den in den obigen Querschnittsformen verwendeten Sprosseneisen benutzt man daher jetzt die erwähnten Rinnen, um den Kitt hier fest einzudrücken, wodurch das Loslösen desselben möglichst verhütet wird.

Fig. 997. Fig. 998.



Häufig zieht man es auch vor, den Sprosseneisen die einfachere, in Fig. 997 dargestellte Form zu geben. Hierbei wäre im Allgemeinen noch zu bemerken, dafs die Höhe der vertikalen Rippe über den Glastafeln stets gröfser sein mufs — nicht unter 2,5 bis 3 Centim. — als der unter denselben befindliche Theil, weil bei zu geringer Höhendimension jener Rippe und bei starken Glastafeln, namentlich an derjenigen Stelle, wo sie doppelt übereinander liegen, der Anschlufs der Verglasung an die Sprosseneisen nicht ausreichend gesichert ist.

Fig. 999.

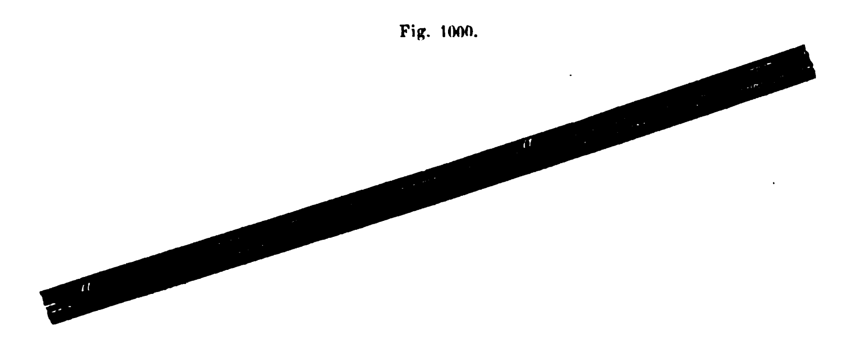


Die Entfernung der Sprosseneisen hängt selbstverständlich von der Breite der Glastafeln ab und kann diese durchschnittlich bei Anwendung von Doppelglas auf 40 bis 50 Centim. angenommen werden. Die Stärke solcher Tafeln beträgt etwa 0,5 bis 0,7 Centim. und ihre Länge 0m75 bis 1m0; sie sind entweder vollständig durchsichtig, oder mattgeschliffen. Wenn auch etwas höher im Preise, so haben die letzteren doch den Vorzug, dafs sie die Sonnenstrahlen brechen und keine Blendung verursachen.

Von grofser Wichtigkeit ist bei einer jeden Glaseindeckung die Frage, in welcher Weise das bei Schlagregen durchtreibende und unter den Tafeln sich ansammelnde Wasser, beziehungsweise selbst das Schweifswasser (condensirter Wasserdampf), ohne sonstige Nachtheile zu involviren, am zweckmäfsigsten abgeführt werden könne. Bei dem Hallenbau des Nordbahnhofes in Paris ist dieses Problem auf sehr sinnreiche Weise gelöst worden. Man bediente sich zu diesem Zweck eigenthümlich gestalteter, aus getriebenem Blech bestehender Zinkstreifen, die, wie dies aus Fig. 998 hervorgeht, eine gekrümmte Form erhielten; die Länge dieser Streifen ist der Breite der Glastafeln gleich; entsprechend der Form ihrer Abrundung, wurden auch die letzteren an ihren kürzeren Seiten nach einer Curve abgeschnitten und im Uebrigen mit geraden, parallelen Seitenkanten versehen, vergl. Fig. 999. Fig. 1000 zeigt den Durchschnitt derselben mit der gleichzeitigen Anordnung der Glastafeln. Nachdem

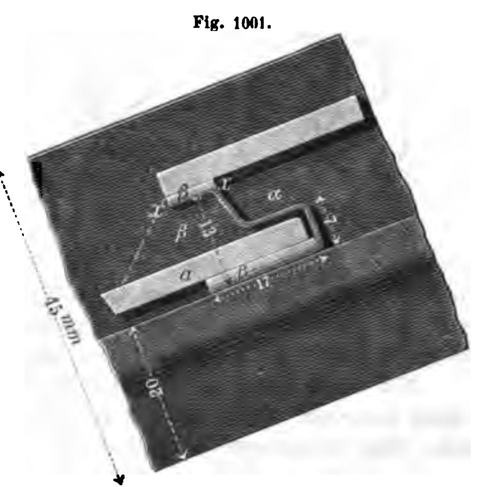
der innere hohle Raum der Zinkstreifen mit der Kittmasse β ausgefüllt worden, schob man die obere Kante einer jeden Glastafel *a*, vergl. das Detail Fig. 1001, in diesen Falz hinein, so dafs sie hier in ihrer ganzen Breite ein sicheres Auflager findet; die Unterkante der nächst oberen Tafel lagert auf dem Rande *xx* des erwähnten Zinkstreifens, und zwar auf der, in ganzer Breite desselben hier ebenfalls aufgetragenen Kittfuge β. Unterhalb dieser Tafeln sammelt sich

Fig. 1000.



in der Rinne α das Wasser an, welches vermöge der gekrümmten Form der Streifen nach der Mitte derselben fliefst und von hier mittelst der Einschnitte γγ, die sich auch an beiden Enden im Zink und in der Kittfuge befinden, auf die untere Tafel gelangt. Auf diese Weise wird dasselbe überall von der Unterfläche einer oberen Tafel auf die Oberfläche der nächst unteren Tafel geleitet.

Fig. 1001.



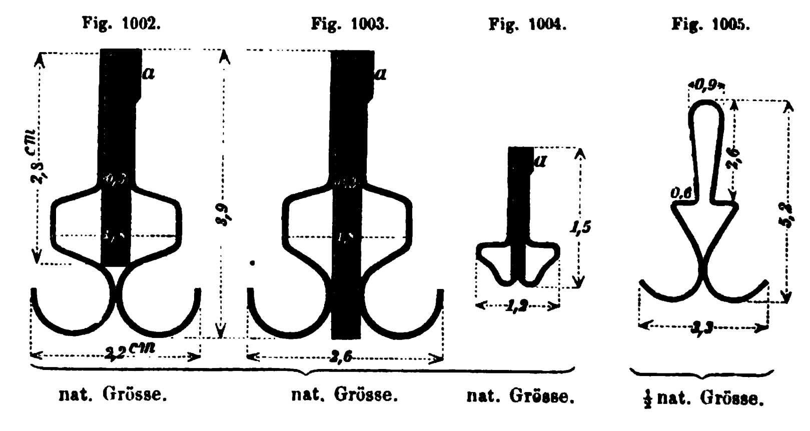
Neben anderweitigen Nachtheilen haben die soeben erwähnten Sprosseneisen den Uebelstand, dafs sie, bei der so sehr exponirten Lage aller Oberlichte, einer baldigen Zerstörung durch Oxydation des Eisens unterliegen. Dieselben sind daher in neuerer Zeit — man gestatte das nachfolgend eingelegte »Entrefilet« — mit einem Deck- und Schutzmittel umkleidet und häufig aus Zink und Eisen in der Weise construirt worden, dafs man den aus Flacheisen bestehenden »Kern« mit einer Zink-Enveloppe umgiebt, die auch gleichzeitig den Kittfalz enthält. Mit diesen Sprosseneisen werden dann die Schweifsrinnen in eine directe Verbindung gebracht, jedoch möglichst so isolirt, dafs sie vor dem Hineinfallen von Staub und dergl. hinreichend gesichert sind.

Dies führt auf den in Fig. 1002 dargestellten Querschnitt der Sprosseneisen, die in solcher Gestalt von dem Glasermeister Rohrlack in Berlin angefertigt werden, und sich auch in vielen Fällen bereits bewährt haben. Der schmiedeeiserne Kern hat eine Höhe von 2,8 und eine Stärke von 0,3 Centim., während die ganze Höhe des Sprosseneisens durchschnittlich 4 bis 5 Centim.

beträgt. Das als Umhüllung des Kerns verwendete Zink mufs eine ausreichende Stärke erhalten; gewöhnlich genügt hierfür No. 12. Diese Bekleidung besteht aus zwei Theilen, die oben seitwärts im Punkte *a* übereinander geschlagen und verlöthet werden. Eine anderweitige Verbindung des Zinks mit dem Kern findet nicht statt. Erfahrungsmäfsig verbindet sich der Kitt bei guter Ausführung der Arbeit — eine Bedingung, die überhaupt bei der Construction aller Oberlichte als selbstverständlich vorausgesetzt werden mufs — ganz vorzüglich mit dem Zink, weshalb ein Loslösen desselben nicht so leicht zu befürchten ist.

Der laufende Meter solcher Sprosseneisen kostet ca. 2 bis 2,5 Mark; dieselben können in einer Länge von 2m25 bis 2m50 frei verlegt werden. Bei gröfserer Freilänge würde es sich jedoch empfehlen, ihnen die Querschnittsform der Fig. 1003 zu geben, wobei die Höhe des Kerns 4 Centim. beträgt. Nach Mafsgabe der im Allgemeinen veränderlichen Höhe und Stärke des Kerns kann die freitragende Länge solcher Sprosseneisen die Weite von 3 bis 4 Metern erreichen.

Viel billiger stellt sich der Preis derselben, wenn die Bekleidung des Kerns nicht mit Schweifsrinnen versehen ist, sondern nur den Kittfalz für die Verglasung erhält. So kostet der laufende Meter von dem in Fig. 1004 darge-



stellten Sprosseneisen, dessen Querschnittsdimensionen allerdings weit geringer sind, etwa 1¼ Mark. Die Zinkbekleidung besteht auch hier aus zwei Theilen, die oben und unten (in *a* sind sie über einander geschlagen) verlöthet werden.

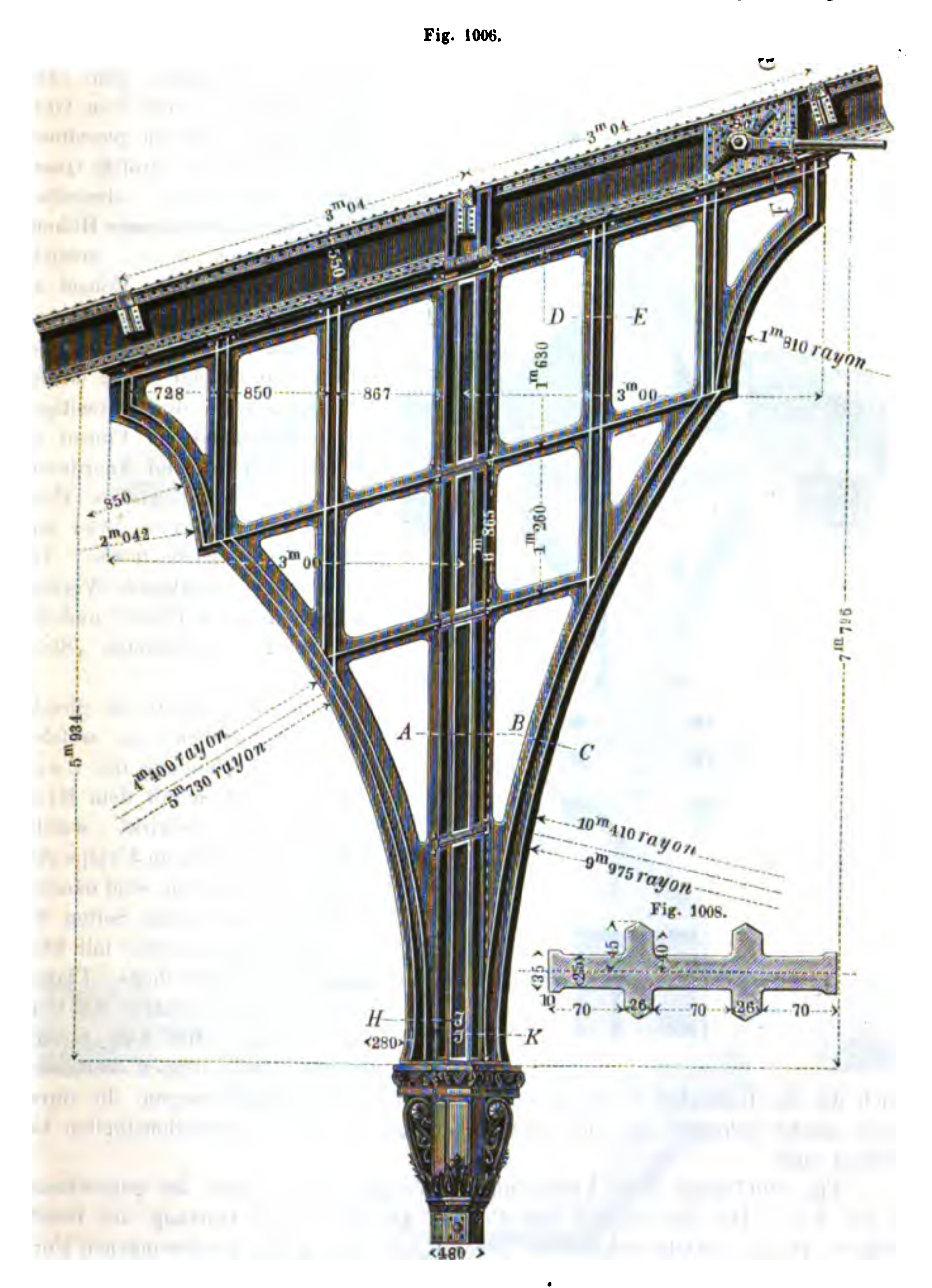
Wir erwähnen noch kurz, dafs die Sprosseneisen, mit Kittfalz und Schweifsrinnen versehen, auch ganz aus Zinkblech angefertigt und verwendet werden. Der Klempnermeister Mulack in Berlin hat solche in allen Höhen von 2,5 bis 8 Centim. auf seinem Lager vorräthig. Das in Fig. 1005 dargestellte, und mit eingeschriebenen Mafsen versehene Querprofil kann bei Längen von 1m0 bis 1m25 Verwendung finden. Der laufende Meter dieser Sprosseneisen kostet 1 Mark. Dieselben haben jedoch im Allgemeinen den Uebelstand, dafs sie, in Ermangelung eines massiven Kernes, unter dem Einflufs wechselnder Temperatur leicht eine Formveränderung erleiden.

Nach diesem kleinen, vielleicht nicht *mal à propos* unternommenen Excurs kehren wir zur Construction der Nordbahnhofs-Halle zurück.

In Fig. 1006 ist der obere Theil der gufseisernen Säulen mit dem, über ihrem Kapitäl sich erhebenden 8-seitigen Aufsatz und den, zu beiden Sei-

ten sich anschliefsenden grofsen Consolen dargestellt. Die letzteren sind mit drei- und vierseitigen Durchbrechungen versehen, deren Theilungs- und Verbindungsstege theils vertikal, theils parallel zur Sparrenrichtung durchgreifen.

Fig. 1006.

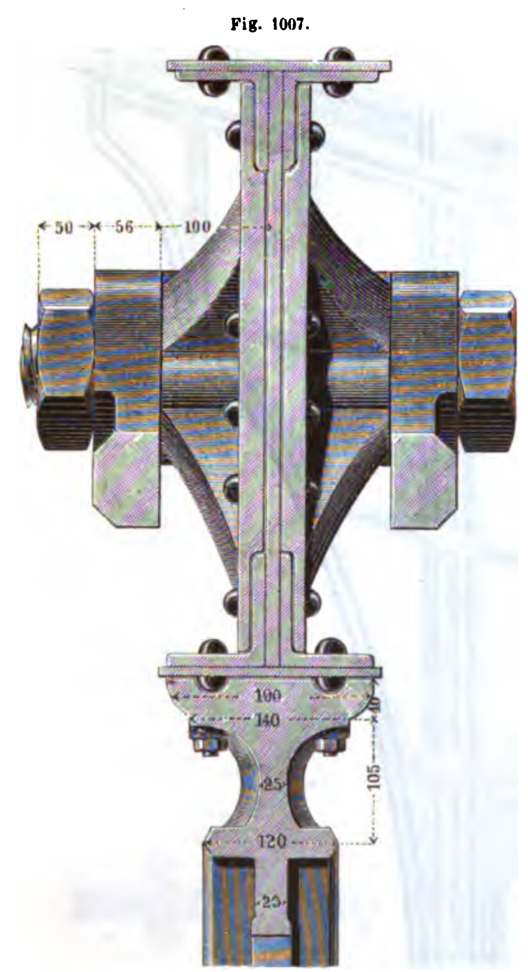


Auf ihrer oberen schrägen Kopfplatte ruhen die Blechsparren zu beiden Seiten des Aufsatzes in einer Länge von ca. 3m0 auf, und sind hier durch Schrauben mit sichtbar hervortretenden Köpfen befestigt. Um einen Stofs der ersteren

an den Seitenwänden der Säulen zu vermeiden, greifen sie continuirlich durch einen im Kopfende derselben befindlichen Schlitz hindurch, wodurch ihre Unverschiebbarkeit gesichert ist.

Behufs näherer Orientirung hinsichtlich der kolossalen Dimensionen jener Console mögen noch folgende Bemerkungen dienen: Die ganze Höhe des prismatischen Aufsatzes, vom Säulenkapitäl bis zur oberen Gurtung der Blechsparren gerechnet, mifst 7^m5, und die gröfste Querschnitts-Dimension desselben 0^m38; ein etwas gröfseres Höhenmafs, nämlich 7^m79, erreicht das rechts befindliche Consol an seiner höchsten Stelle, während die gröfste Breitendimension desselben 3^m0 beträgt. Die Gröfse der drei-, resp. der vierseitigen Durchbrechungen im Consol ist nach ihrer Lage und Anordnung verschieden; ihre gröfste Höhe beträgt im Lichten 1^m44 und ihre gröfste Breite 0^m68. Die Breite der vertikalen Verbindungsstege mifst 0^m262, und die der schräg gerichteten Stege 0^m166.

Fig. 1007.

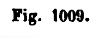


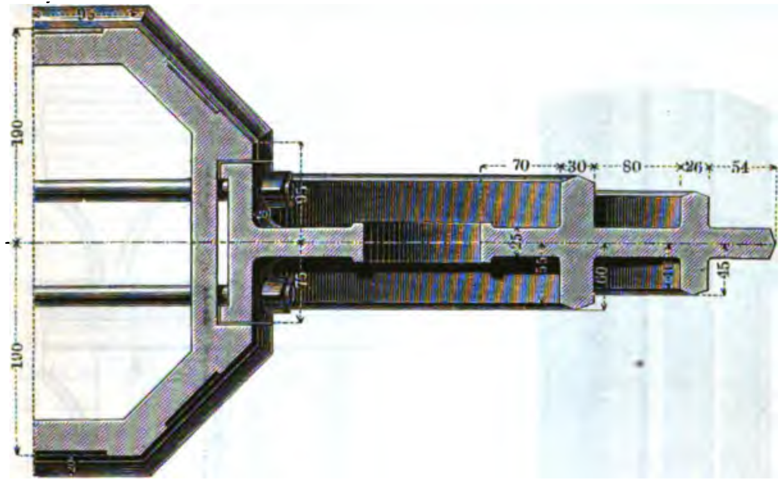
Aus Fig. 1006 ist gleichzeitig zu ersehen, in welcher Weise die Verbindung der Zugstangenenden mit dem Bindersparren bewirkt wurde. Aehnlich, wie dies im Firstpunkte desselben geschehen, sind nämlich auch hier an beiden Seiten der Blechwand gufseiserne, mit Diagonalrippen versehene Platten aufgestellt, deren Stärke 2,2 Centim. beträgt. Mit dem Kreuzpunkte jener Rippen verbinden sich die in elliptischer Form abgeplatteten Enden der Doppelstangen, die durch eine starke Schraube mit den dazwischen befindlichen Constructionstheilen befestigt sind.

Fig. 1007 zeigt diese Verbindung im Vertikalschnitt nach der gebrochenen Linie *FG*. Die Befestigung der Console an die untere Gurtung der Blechträger erfolgte mittelst Schrauben, deren Köpfe wegen der geschwungenen Form des Gufsprofils an kleine angegossene »Herzstücke« angelegt werden mufsten; für die unteren Nietköpfe der Gurtung sind in der Auflagerplatte der Console entsprechende Versenkungen eingegossen.

Aus Fig. 1008, Horizontalschnitt nach der Linie *DE*, ist ferner das Profi

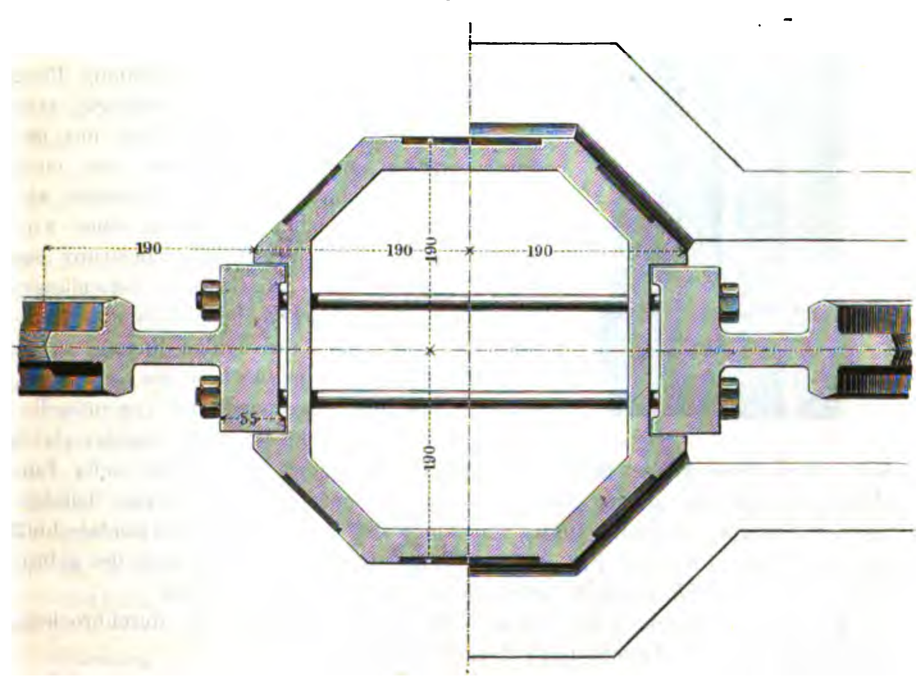
der **vertikalen**, mit 2 Verstärkungsrippen versehenen Verbindungsstege ersichtlich; ihre Stärke beträgt 2,5 und die der beiderseits angegossenen Rippen 2,6 Centim.


Fig. 1009.



Die Verbindung der **gufseisernen Console untereinander** und mit dem **achtseitigen** Säulenaufsatze geschah durch vertikale, in der ganzen Höhe der Console angegossene Flanschen, die sich mittelst **Arbeitsleisten**

Fig. 1010.

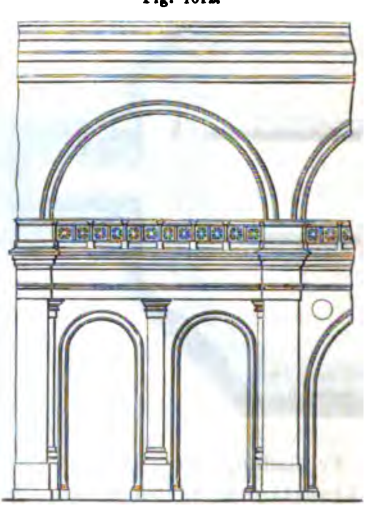


an die Aufsenflächen des Aufsatzes anschliefsen, und durch Bolzen untereinander befestigt sind; die letzteren wurden an beiden Seiten der durchbrochenen Mittelwand paarweise übereinander angeordnet und in schräger Richtung, parallel zu den geneigten Verbindungsstegen eingelegt, ein Umstand, der auch hier die Anwendung von Naben oder Herzstücken bedingte, deren Aufsenfläche

Fig. 1011.



Fig. 1012.



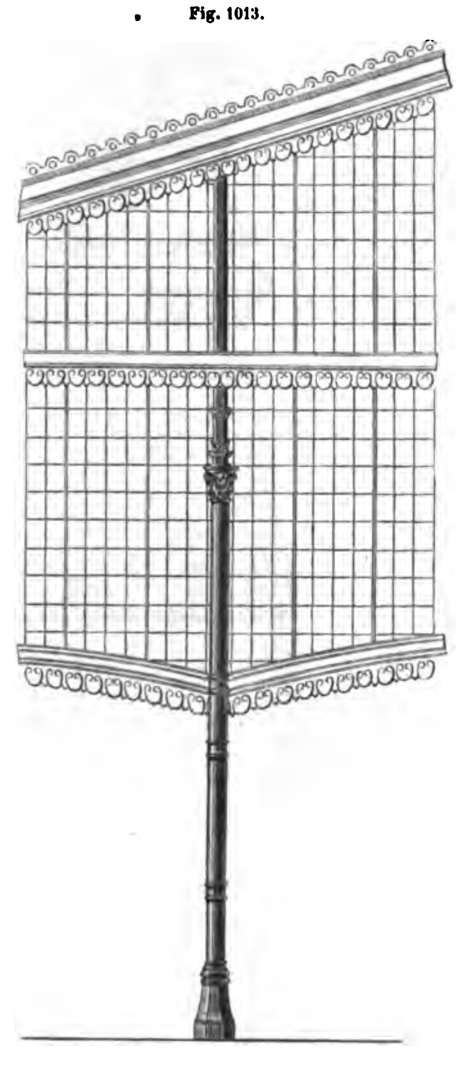
rechtwinklig zur Bolzenrichtung steht. Um dabei die Flanschen nicht sichtbar hervortreten zu lassen, erhielten die betreffenden Seitenwände so tiefe Einschnitte, dafs dieselben in ihrer ganzen Breite und Stärke hier vollständig Platz finden. Die dadurch nothwendig bedingte, sehr erhebliche Wandstärke konnte jedoch nur dadurch erreicht werden, dafs man von einer regulären Querschnittsform des Aufsatzes abstrahirte und demselben die Form eines ungleichseitigen Achtecks gab, construirt aus einem Quadrat von 38 Centim. Seitenlänge, mit vier in den Ecken befindlichen Abstumpfungen. Im Innern des hohlen Raumes wurde die Länge der letzteren noch weiter verringert, so dafs nur die correspondirend gegenüberliegenden Seiten des Achtecks untereinander gleich sind. Auf diese Weise liefs sich ein, der Flanschenstärke gleich tiefer Einschnitt ermöglichen, dessen Breite 15 und dessen Tiefe 2,5 Centim. beträgt. Aus den Figuren 1009 und 1010, von denen die erstere einen Horizontalschnitt nach der Linie *ABC* der Fig. 1006, die andere einen solchen nach der gebrochenen Linie *HIIK* darstellt, geht diese Anordnung klar hervor.

Fig. 1011 endlich zeigt einen Vertikalschnitt durch die durchbrochene Consolwand mit der Ansicht nach dem Säulenaufsatze.

Aehnliche Console treten, wie aus dem Querdurchschnitt, Fig. 976, ersichtlich,

auch aus den Umfassungsmauern der Halle hervor und dienen hier zur Unterstützung der Blechsparren an der Traufseite. Fig. 1012 zeigt einen Theil der Vorderansicht dieser Mauer, von Innen aus gesehen. Durch die grofsen halbkreisförmigen Oeffnungen, welche über den Dächern der sich anschliefsenden Gebäude liegen, erhält die Halle an beiden Langseiten ihre theilweise Beleuchtung. Die Kämpferpunkte jener Bogen bezeichnen zugleich die Fufsenden der hier mit der Mauer fest verankerten Console. Unterhalb der Lichtöffnungen liegen in dem vorderen Theile der Halle die gekuppelten, halbkreisförmig geschlossenen Eingänge, welche zu den Wartesälen führen; weiter hinten schliefsen sich gröfsere Rundbogenöffnungen an, die mit einer kleinen, ebenfalls aus Eisen construirten Halle (*halle des messageries*) von 38m0 Tiefe communiciren.

Fig. 1013.



Ein Paar kräftige, mit einem Gebälk versehene dorische Säulen verbinden sich mit der Stirnfläche der Umfassungsmauern an der hinteren, offenen Seite der Halle und vermitteln zugleich den Anschlufs des aus Glas und Eisen construirten »*rideau*«. Ein Theil der Ansicht dieses letzteren mit den hier doppelt — hintereinander — aufgestellten Säulen ist in Fig. 1013 veranschaulicht.

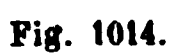
Die Fig. 1014 bis 1016 stellen endlich noch in der Ansicht, im Horizontal- und im Vertikalschnitt das aus einem Stück gegossene Fufsende dieser gekuppelten Säulen dar. Zur gröfseren Aussteifung der parallelen Verbindungswände beider Säulensockel dienen hier die Verstärkungsrippen *a a*, welche sich in geschwungener Form bis zur Fufsplatte fortsetzen. Die Säulen, so wie die zugehörigen Console, sind sämmtlich in Schottland gegossen und von dort an Ort und Stelle befördert. —

Die Kosten der Eisenconstruction beliefen sich für die ganze Halle auf ca. 580000 Fr., oder pro □Meter derselben auf ca. 45 Fr. Einschliefslich der Arbeiten aller *ouvriers* betrugen die Kosten der ganzen Anlage des Nordbahnhofes in Paris pro □Meter 150 bis 160 Fr.

Nachdem wir in einer Reihe von Beispielen verschiedene, in Sattelform ausgeführte Dächer zur Darstellung gebracht haben, bleibt uns noch

übrig, einige Bemerkungen hinsichtlich der Construction von Pultdächern hinzuzufügen.

Dieselben, als halbe Satteldächer construirt, kommen sehr häufig für


Fig. 1014.

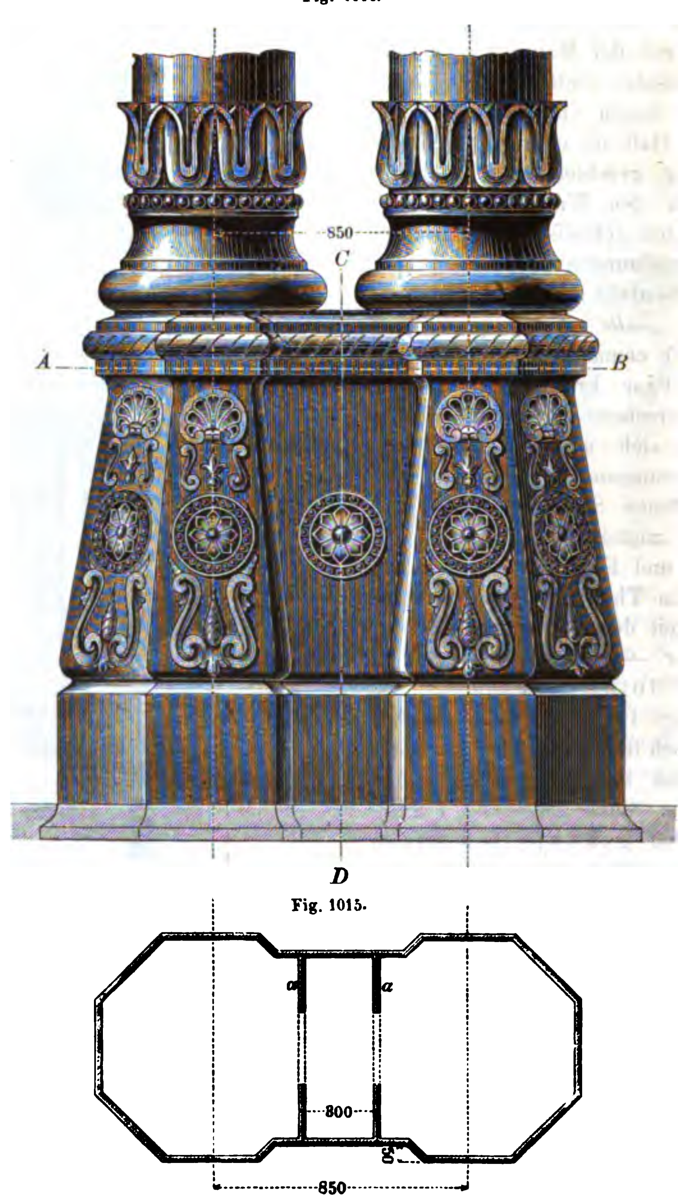


Fig. 1015.

offene Hallen, vorzugsweise für Perronhallen vor, wobei die Umfassungsmauer des anschliefsenden Stationsgebäudes die »hohe Wand« vertritt. Das Dach wird entweder vollständig, oder nur zum Theil mit Glas eingedeckt; im letzteren Falle bedient man sich als Eindeckungs-Material für den der Aufsen-

seite zunächst liegenden Theil der Dachfläche des gewellten **Zink-** oder **Eisenblechs**.

In den Figuren 1017 bis 1019 geben wir im Grundrifs, Querdurchschnitt und in der Vorder-Ansicht die Construction einer mit einem Pultdache versehenen, 4^m75 tiefen **Perronhalle**, deren Eindekkung ganz aus **Glas** bestehen soll. Die Construction ist im Wesentlichsten folgende:

An der vorderen offenen Seite wird dieselbe von den gufseisernen Säulen *a*, *a*.. begrenzt, die, in Abständen von etwa 5^m50 aufgestellt, einen Durchmesser von 9 bis 10 Centim. erhalten. Diese Säulen dienen zur Unterstützung eines aus einer Bohle beste-

Fig. 1016.

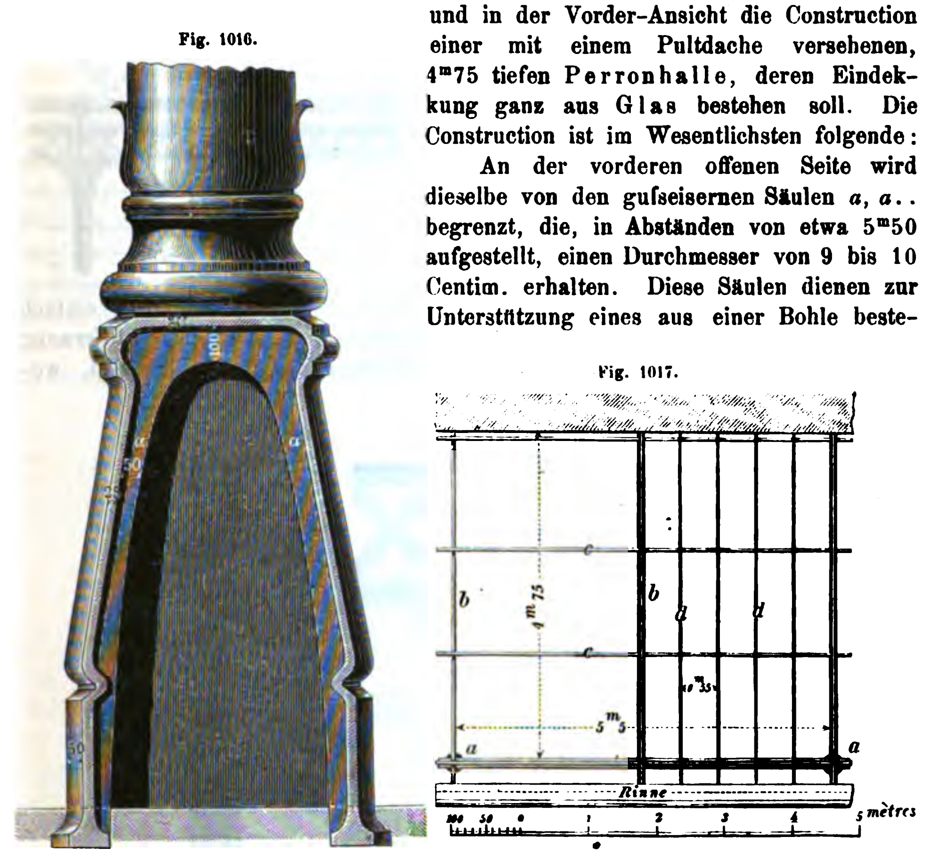
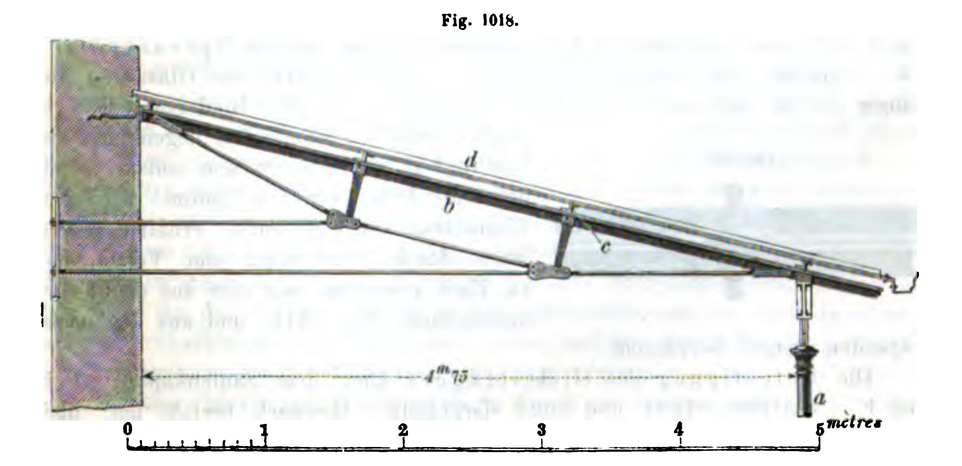


Fig. 1017.

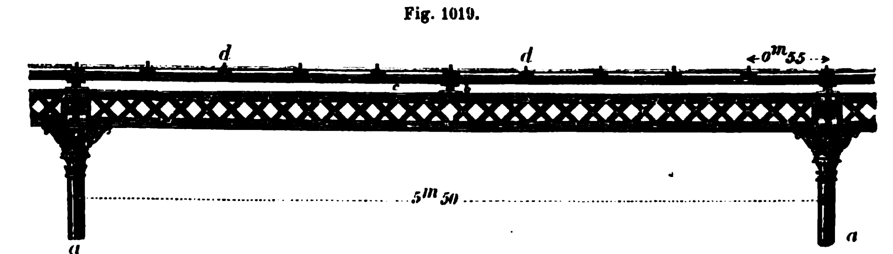
henden Langholzes, statt dessen jedoch in neuerer Zeit meistens ein leicht construirter **Gitterträger** in Anwendung kommt, wie dies auch im vorliegenden

Fig. 1018.



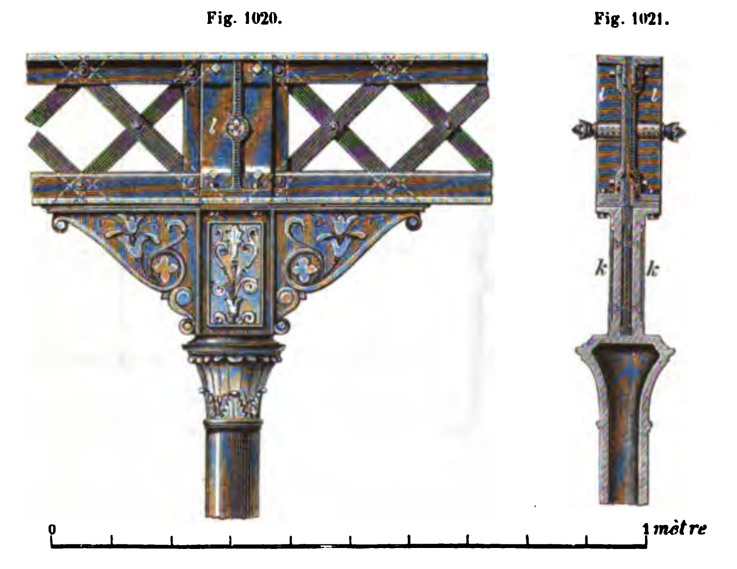
Falle vorausgesetzt worden. Auf der oberen Gurtung desselben ruhen die mit *b* bezeichneten Bindersparren auf, und zwar so, dafs dieselben stets über einer Säule und aufserdem noch über der Mitte des Trägers ihr Auflager fin-

Fig. 1019.



den; ihr Abstand von einander beträgt hiernach 2^m75. Ueber diese einfach T-förmig gestalteten Sparren werden die Winkel *cc*... in einer Entfernung von ca. 1^m60 als Fetten nach der Längenrichtung der Halle fortgelegt, wo-

Fig. 1020. Fig. 1021.



durch sich eine regelmäfsige Unterstützung für die kleinen Sprosseneisen *dd*... ergiebt; der Abstand derselben — von der Breite der Glastafeln abhängig — ist hier auf 55 Centim. angenommen. Da die Bindersparren *b* in einer erheblichen Länge frei liegen und, der Leichtigkeit der Construction entsprechend, nur eine Höhe von 6,5 Centim. bei einer Eisenstärke von 0,6 Centim. erhalten, so ist ihnen durch Armirung eine Verstärkung zu Theil geworden, wie dies aus dem Querdurchschnitt, Fig. 1018, und aus den nachfolgenden Details hervorgeht.

Fig. 1022.



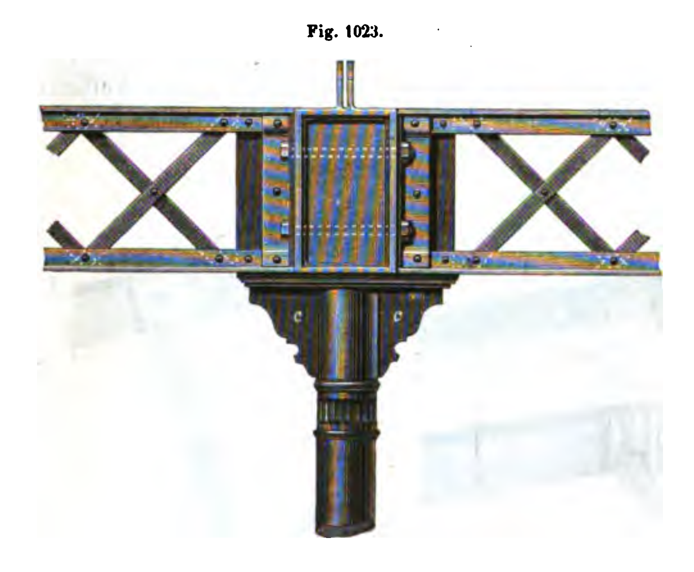
Die Befestigung des Gitterträgers über dem Säulenkapitäl ist in den Figuren 1020, 1021 und 1022 dargestellt. Hiernach besteht der, über dem Säulenkapitäl sich erhebende Aufsatz aus zwei vertikalen Wänden *k*,

die sich oben zu einer Auflagerplatte verbreitern, sodafs der Frontträger hier einen genügenden Stützpunkt findet; seine Befestigung erfolgt mittelst der beiden T-förmigen Aufsteifungen *l*, durch deren Mittelrippe ein kräftiger Bolzen durchgreift; der besseren Ansicht wegen erhalten die Köpfe des letzteren häufig die Form einer Rosette, oder eines zierlich gestalteten Knopfes.

Zur Längenverbindung, resp. zur weiteren Unterstützung der Träger dienen gufseiserne, entweder voll oder durchbrochen gegossene Console, welche zwischen jenen Wänden in den oben, wie zur Seite offenen Schlitz eingelegt werden; dieselben sind in einem Stück gegossen und schliefsen sich mittelst ihrer, mit Arbeitsleisten versehenen Verbindungsplatte an die inneren Flächen der Vertikalwände fest an, wo sie durch Bolzen mit versenkten Köpfen ihre Befestigung finden. Bei dem Anschrauben dieser Bolzen ist jedoch eine gewisse Vorsicht zu beobachten, damit die Einzeltheile des Aufsatzes in keine gefährliche Spannung gerathen.

Das in der Füllung jener Wände sichtbare Ornament wird auf eine dünne zinkene Platte gegossen und diese durch kleine Stifte befestigt.

Fig. 1023.



Eine andere Verbindung der Frontträger mit den Säulen ist in Fig. 1023 dargestellt. Die Trägerenden ruhen hier auf den kräftig vortretenden, durch die Console *cc* unterstützten Kopfplatten der Säulen und stofsen stumpf gegen einen hohlen prismatischen Aufsatz, wo sie durch 4 vertikal aufsteigende Winkel befestigt werden; die Schenkel derselben sind theils mit den Trägergurtungen, resp. dem hier aufgestellten Zwischenblech, theils mit den Seitenwänden des Aufsatzes zu befestigen; über dem letzteren befinden sich zwei angegossene Lappen, zwischen welche die Vertikalrippe des betreffenden Bindersparrens eingreift. An der Vernietungsstelle der Endgitterstäbe und des sich anschliessenden Vertikalbleches mufs oben und unten zwischen die vertikalen Schenkel der Gurtungseisen ein Futterstück eingelegt werden.

Aus den Figuren 1024 und 1025 ist ferner zu ersehen, wie sich die Befestigung des Endauflagers der Bindersparren auf der Gurtung der Git-

terträger bewirken läfst; man bedient sich hierzu am einfachsten zweier Winkel, deren Schenkellänge 5 und deren Eisenstärke 0,5 Centim. beträgt; auch kann man zu diesem Zweck von gufseisernen Schuhen Gebrauch machen, deren bereits früher in den Figuren 994 bis 996 *a* Erwähnung gethan.

Fig. 1024.

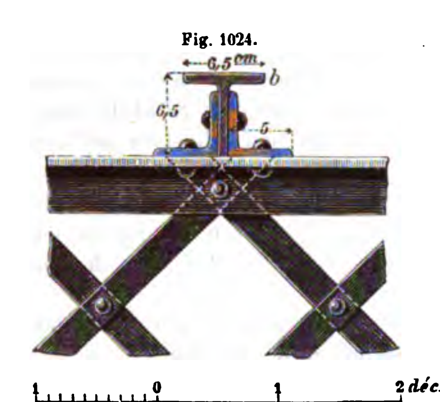
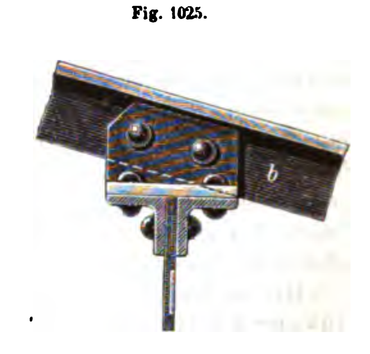
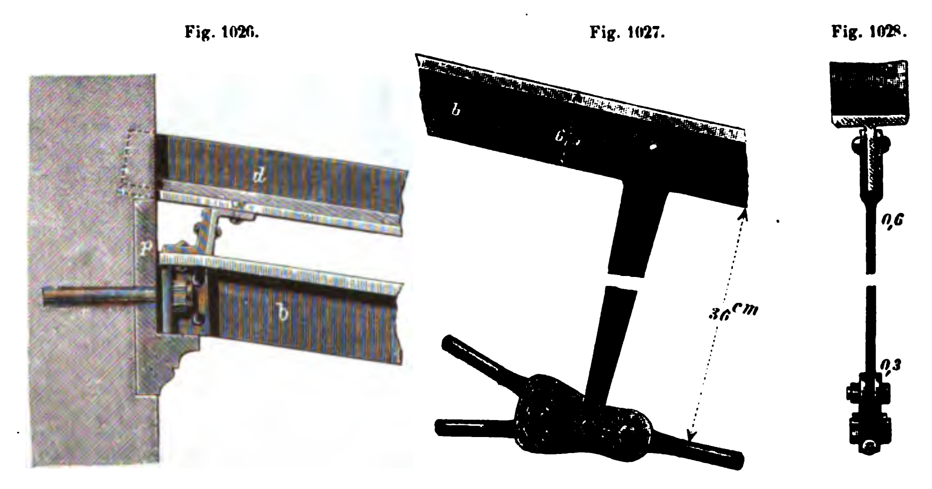


Fig. 1025.



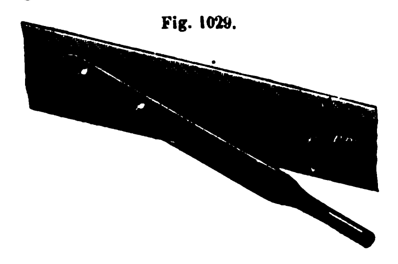
Am entgegengesetzten Ende, wo die Bindersparren gegen die hohe Wand stofsen, ruhen dieselben auf der mit einem hinreichenden Auflager versehenen gufseisernen Platte *p*, Fig. 1026, die durch Mauerhaken oder durch Stein-

Fig. 1026. Fig. 1027. Fig. 1028.



schrauben befestigt werden mufs. Mit Rücksicht auf einen verringerten Schub des Sparrens ist hierbei auf eine horizontale Auflagerfläche desselben — wo möglich auch unten an der Traufseite — Bedacht zu nehmen.

Fig. 1029.

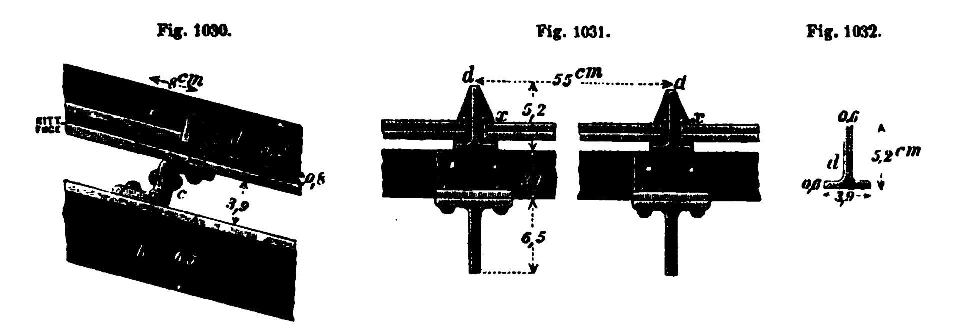


Die bereits oben erwähnte Armirung ist in den Figuren 1027 bis 1029 im Detail dargestellt; man ersieht hieraus, dafs die Verbindung in demjenigen Knotenpunkte, wo drei Zugstangenenden mit der betreffenden Strebe zusammentreffen, durch zwei vertikale Kuppelplatten erfolgt, zwischen denen die

durchbohrten Endigungen jener Verbandstücke verschraubt werden; das obere Ende der aus Flacheisen bestehenden Strebe umfafst gabelförmig die Vertikalrippe des Sparrens, mit der sie durch 1 bis 2 Niete zu befestigen ist; ganz ähnlich geschieht die Verbindung der Zugstangenenden mit jener Rippe im First- und Traufpunkte, doch können zu diesem Zweck auch zwei Laschen in Anwendung kommen, in welchem Falle die gabelförmige Endgestaltung der Stangen fortfällt.

Die nach der Längenrichtung der Halle durchgelegten Fetten *cc*, auf welchen die Sprosseneisen *dd* durch Niete mit versenkten Oberköpfen befestigt werden, erhalten ihre unverrückbare Lage mittelst der kleinen Winkel *qq* .., wie dies aus den Figuren 1030 und 1031 zu ersehen ist.

Fig. 1030. Fig. 1031. Fig. 1032.

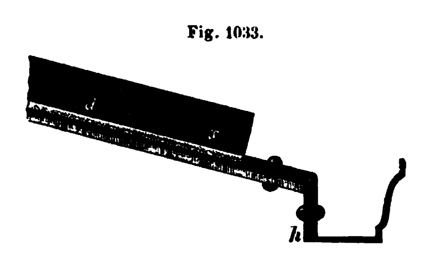


Was die Glasbedeckung anbetrifft, so bedient man sich hierzu häufig eines starken geblasenen Glases, welches unter dem Namen Dachglas bekannt ist. Die Tafeln haben, bei einer Stärke von 0,6 bis 0,8 Centim., gewöhnlich eine Länge von 50 bis 75 Centim. und eine Breite von 45 bis 50 Centim.; ihre Unterstützung durch die Sprosseneisen *d*, deren Querschnitt Fig. 1032 mit eingeschriebenen Mafsen zeigt, findet in der Weise statt, dafs sie auf die Unterrippe derselben in Kitt gelegt werden, wobei aufserdem noch bis zur Oberkante der Vertikalrippe des Eisens eine schräge Verkittung aufzutragen ist. Um die Tafeln gegen Verschieben nach der Richtung der Dachneigung zu sichern, befestigt man — am vortheilhaftesten gleich in der Werkstatt — die Winkelbleche *w* in einer bestimmten, von der Tafellänge abhängenden Entfernung an die Sprosseneisen, ebenso wie man ihrem Aufheben durch den Sturm mittelst der kleinen Stifte *xx* vorzubeugen sucht. Dieselben haben jedoch den Uebelstand, dafs sie zuweilen, wenn sie sich zu scharf an die Glastafeln anlegen, ein Abknicken derselben verursachen. Das günstigste Neigungsverhältnifs des Glasdaches ist auf 1 : 4 bis 1 : 5 anzunehmen, wobei die Tafeln sich mindestens um 6,5 Centim. mit einer Kittfuge überdecken müssen.

Die Eindeckungskosten betragen pro □Meter, incl. Material und sonstiger Auslagen, ca. 11 bis 12 Mark. Soll die Eindeckung mit Aachener Rohglas erfolgen, dessen Stärke durchschnittlich 1 Centim. beträgt, so tritt eine nicht unbedeutende Erhöhung der Kosten ein, abgesehen davon, dafs dieses Glas nicht denselben Grad der Durchsichtigkeit, wie jenes geblasene Dachglas, besitzt. Dazu kommt, dafs dasselbe leicht dem Zerbrechen ausgesetzt ist, ein Umstand, der wohl seiner grofsen Dicke und der daraus hervorgehenden ungleichmäfsigen Abkühlung zugeschrieben werden mufs. In

Fig. 1033 ist noch die Befestigung der Dachrinne angegeben. Dieselbe wird, nachdem die vertikale Rippe des Sprosseneisens in entsprechender Länge fortgenommen, mittelst der eisernen »Halter« *h* in Abständen von ungefähr 1 Meter an die Unterflansche angenietet.

Fig. 1033.



Wenn Bindersparren von noch schwächerem Querprofil in Anwendung kommen, als solche in dem soeben erörterten Beispiel vorausgesetzt worden, so hätte man unter sonst gleichen Bedingungen eine mehrfache Unterstützung derselben, etwa im Sinne der in den Figuren 825, 828 und 829 skizzirten Verbindungen, anzuordnen. Anderenfalls ließe sich auch, wie dies beispielsweise bei der Perronhalle in Elberfeld geschehen, von Gittersparren Gebrauch machen, die in der vertikalen Ebene selbstverständlich keiner weiteren Aussteifung bedürfen.

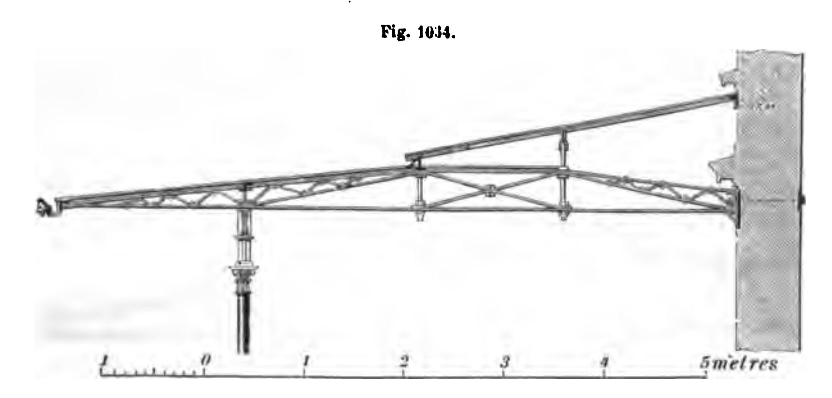
In dem Maße, als in neuerer Zeit der Verkehr auf den Bahnhöfen zugenommen, hat sich auch das Bedürfniß nach breiteren Perronhallen herausgestellt. Tiefen von 5 bis 6 Meter, die früher als die gebräuchlichsten galten, sind bis zu 10 Meter und darüber erweitert worden. Bei so veränderten Raumverhältnissen würde es allerdings, schon mit Rücksicht auf den Kostenpunkt, nicht zuträglich erscheinen, die ganze Dachfläche der Halle uneingeschränkt mit Glas einzudecken. Es empfiehlt sich vielmehr in solchem Falle, über zwei verschiedene Deckmaterialien in der Weise zu disponiren, daß man den zunächst an das Stationsgebäude angrenzenden Theil der Halle mit Glas, und den dem Bahngeleise näher liegenden Theil mit Wellenzink, oder dem noch steiferen gewellten Eisenblech eindeckt. Dieses Arrangement dürfte schon durch die Nothwendigkeit geboten sein, die an die Halle anschließenden Wartesäle, deren Beleuchtung sonst durch den vor ihnen liegenden überdeckten Raum mehr oder minder beeinträchtigt würde, in eine möglichst nahe Verbindung mit der Glas- und Lichtfläche zu bringen. Da ferner erfahrungsmäßig feststeht, daß jedes Glasdach eine größere Neigung erhalten muß, als eine mit Metall eingedeckte Fläche, so giebt dies Veranlassung, die mit verschiedenartigem Material belegten Dachflächen constructiv unabhängig zu behandeln, d. h. die einzelnen Theile derselben als für sich bestehende und getrennte Pultdächer, resp. als Pult- und Satteldächer auszubilden.

So besteht die Perronhalle des Bahnhofes zu Kreuz (Kreuzpunkt der Ostbahn und der Stargard-Posener-Bahn), welche im Ganzen eine Tiefe von $9^{m}4$ erhalten, aus zwei Theilen, von denen der kleinere, $3^{m}75$ breite und an das Empfangsgebäude anstoßende Theil in Form eines Pultdaches construirt und mit Aachener-Rohglasplatten überdeckt ist; diese Abtheilung enthält die für das reisende Publikum bestimmten Tische und *buffets*. Durch eine Rinne in der Dachfläche getrennt, schließt sich hieran der breitere und vordere Theil der Halle; derselbe ist als Satteldach behandelt und ruht an beiden Traufseiten auf 2 Reihen eiserner Säulen, die in einem Abstande von $5^{m}64$ von einander aufgestellt sind. Das Deckmaterial besteht hier aus gewelltem Eisenblech.

Eine ähnliche Theilung der Dachflächen findet sich auch bei der Perronhalle zu Kattowitz. In Fig. 1034 ist dieselbe im Querdurchschnitt dargestellt.

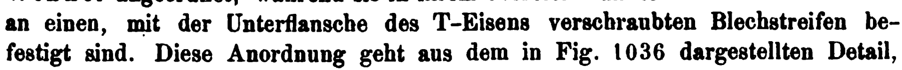
Ueber die in einem Abstande von 4^m85 aufgestellten eisernen Säulen ist auch hier ein Gitterträger verlegt, über den die Bindersparren nach der Aufsenseite

Fig. 1034.



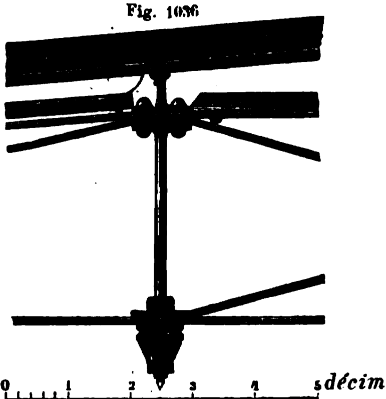
in einer Weite von 1^m75 übertreten; die letzteren sind über jeder Säule, und aufserdem noch über der Trägermitte angeordnet. Die beiden, die Auflagerenden bildenden Schenkel sind in ihrem oberen und unteren Theile gitterartig verspannt, während der mittlere Theil, als Fachwerkträger construirt, mit Kreuzdiagonalen versehen ist. Die hier befindlichen beiden Vertikalen, in Form von Rundsäulchen, geben zugleich einen Stützpunkt für ein durchlaufendes T-Eisen, resp. für ein hochkantig gestelltes Bandeisen; beide dienen als Fetten, auf welchen die Sprosseneisen des Glasdaches, vergl. den Querschnitt derselben, Fig. 1035, eingeklinkt sind.

Fig. 1035.



In seinem unteren, etwas flacheren Theile wurde das Dach mit gewelltem Eisenblech gedeckt; zur Unterstützung dieser Bleche ist über dem Frontträger der Halle ein Winkel angeordnet, während sie in ihrem obersten Punkte an einen, mit der Unterflansche des T-Eisens verschraubten Blechstreifen befestigt sind. Diese Anordnung geht aus dem in Fig. 1036 dargestellten Detail, welches zugleich die Befestigung der Sprosseneisen auf den T-Trägern zeigt, deutlich hervor. Um einem Abheben jener Eisen vorzubeugen, ist durch den unteren Theil ihrer Vertikalrippe ein Drahtstift durchgelegt und um diesen ein kleines Band geschlungen, welches mit dem Steg der T-Eisen vernietet wurde. Eine an ihrer Unterkante wellenförmig ausgeschnittene und gut verlöthete Zinkkappe verhütet das Durchschlagen des Regens zwischen dem Glasdach und dem Eisenblech. —

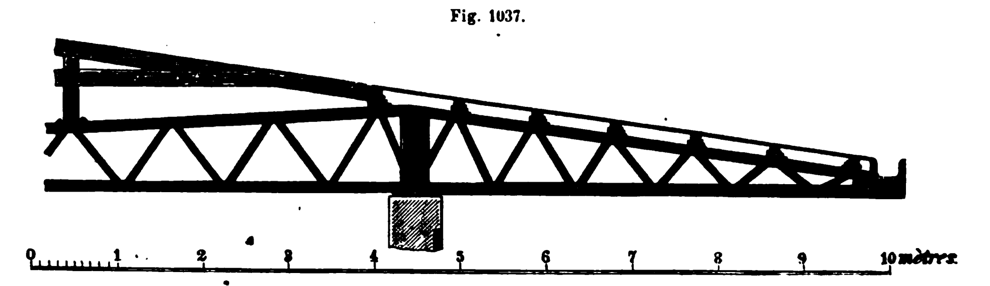
Fig. 1036



Bei der Construction der zum Niederschlesisch-Märkischen-Eisenbahnhof in Berlin gehörigen Droschkenhallen gestaltete sich das Verhältnifs in so fern schwieriger, als nach einer besonderen Bestimmung des Ministers für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten, des freieren Verkehrs

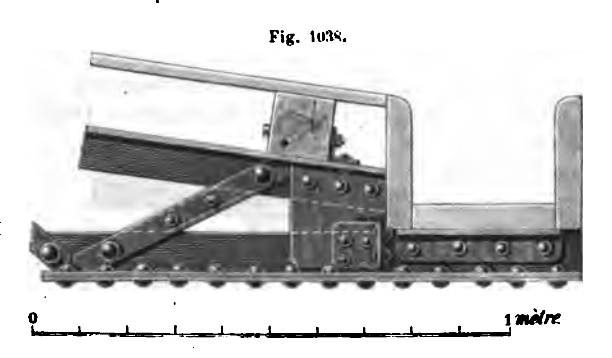
wegen, eine Unterstützung der Bindersparren durch Säulen nicht stattfinden sollte. Diese Schwierigkeit wurde noch durch den Umstand vergröfsert, dafs die Umfassungsmauer, an welche sich die Halle anschliefst, nicht höher hinaufreicht, so dafs es hier eines festen Stützpunktes ermangelte. In solchem Falle sind zwei constructive Möglichkeiten vorhanden: Man verbindet die Auflagerenden der als Gittersparren gedachten Träger durch ein Paar kräftige Grund-

Fig. 1037.



anker mit einer unterhalb derselben verlegten Ankerplatte, oder man läfst die Bindersparren über die Umfassungsmauer nach Innen durchgreifen und benutzt sie gleichzeitig zur Ueberdeckung der hier befindlichen Räumlichkeiten. Von dem letzteren Verfahren ist im vorliegenden Falle Gebrauch gemacht worden. Fig. 1037 zeigt einen von diesen, aus der Umfassungsmauer des Stationsgebäudes etwas mehr als 5m35 heraustretenden Bindern, deren Form übrigens nach der Gröfse der von ihnen überdeckten inneren Lokalität verschieden ist. Jede der beiden Gurtungen des Gittersparrens besteht aus einem T-Eisen, vergl. das bereits auf Seite 278 hierüber Bemerkte, dessen vertikale Rippe von den je paarweise angeordneten Gitterstäben umfafst wird. Die gedrückten Stäbe erhalten dabei durch zwischengelegte und vernietete Futterstücke eine grössere Aussteifung. Bei denjenigen inneren Räumen, die eines horizontalen Deckenschlusses bedürfen, greifen die hölzernen Balken zwischen das Gitterwerk durch, indem sie auf den unteren Gurtungseisen mittelst Ausklinkung ihrer Unterflächen aufruhen.

Fig. 1038.

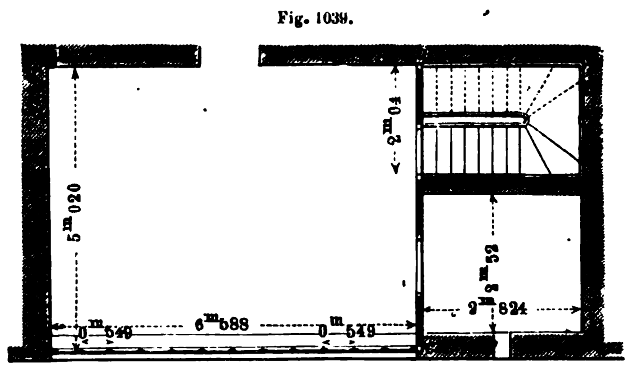


Die Anordnung der Dachrinne ist durch Fig. 1038 detaillirt worden. —

Es sei hierbei kurz der englischen Sheddächer Erwähnung gethan, die auch auf dem Continent, namentlich bei langen und tiefen Gebäuden, schon vielfache Anwendung gefunden haben. Dieselben bestehen aus einer geschlossenen Reihe durchgreifender Pultdächer (resp. auch ungleichseitiger Satteldächer), deren Querschnitte parallel zur Längenachse des Gebäudes liegen; nach ihrer Neigung und Tiefe sind daher beide Frontmauern in regelmäfsige, dreieckige Giebelfelder abzutheilen. Die vertikale Wand sämmtlicher Pultdächer wird gewöhnlich verglast und als Lichtfläche benutzt, während die Eindeckung

der geneigten Flächen mit Pappe, oder mit einem anderen Material erfolgt. Der Hauptvortheil dieser Anordnung besteht in einer durchaus guten und gleichmäfsigen Beleuchtung des ganzen Raumes, sowie in dem Umstande, dafs das Innere desselben durch Säulen, oder anderweitige Stützen möglichst wenig beeinträchtigt wird.

Fig. 1039.



Im Anschlufs an die soeben erörterten Pultdächer lassen wir in Nachstehendem die hauptsächlichsten, bei einem photographischen Atelier vorkommenden Constructionen folgen, soweit sich diese auf die vordere Glaswand und auf das darüber befindliche eiserne Dach beziehen.

Die allgemeine Grundrifs-Disposition geht aus Fig. 1039 hervor. An das mit *abcd* bezeichnete Atelier, dessen Länge auf 6m588 und dessen Breite auf 5m020 angenommen worden, schliefst sich zur Rechten ein kleiner Raum an, der von den Photographen zum Fixiren der negativen Lichtbilder benutzt wird, weshalb derselbe nur ein geringes Licht, häufig nur secundär, empfangen darf.

Die daneben befindliche Treppe führt nach einer, an der »hohen Wand,« in der ganzen Länge des Ateliers angeordneten Gallerie; es dient dieselbe zum Copiren der Bilder, ebensowie von hier aus die, zum Schutz des Glasdaches erforderlichen Leinwanddecken auf- und niedergezogen werden.

Fig. 1040.

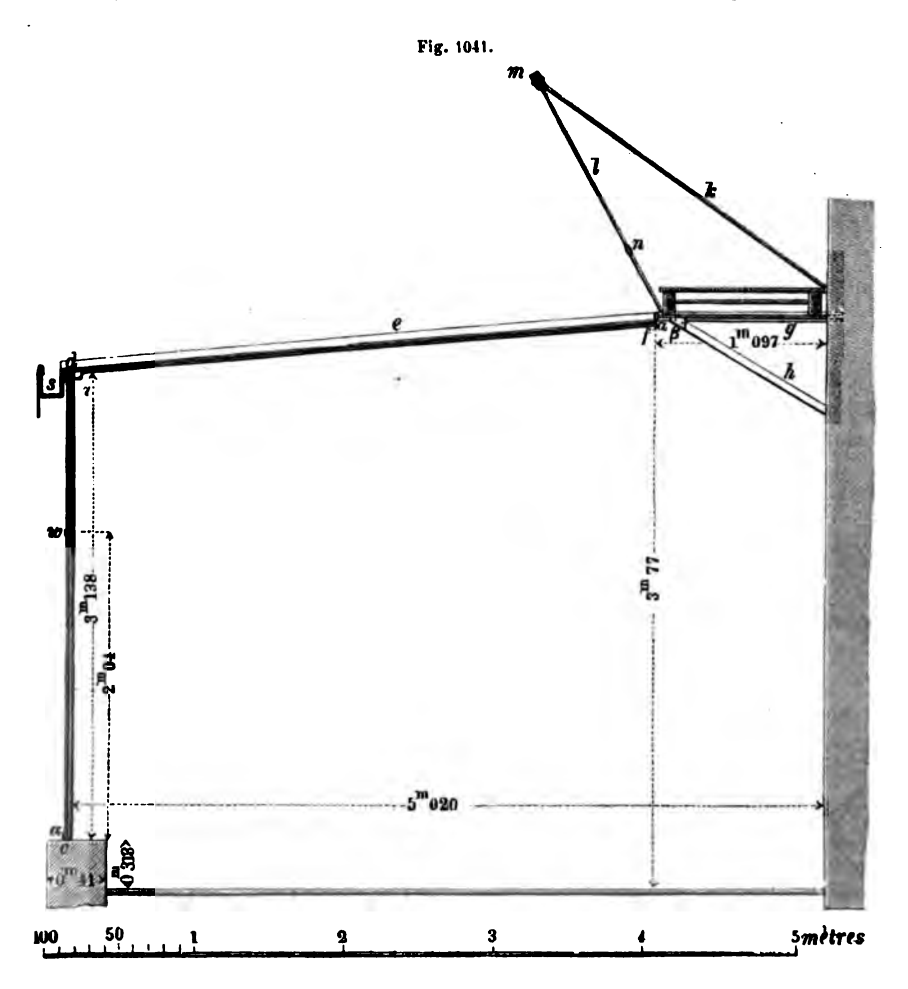


Zur Construction des Daches und der Glaswände wählt man ziemlich die schwächsten im Handel vorkommenden Façoneisen. Die vordere, aus Glas und Eisen construirte Wand besteht daher aus T-Eisen, deren Flanschenbreite nur 4, und deren Rippenstärke kaum 0,5 Centim. beträgt. Dieselben, im Grundrifs-Detail, Fig. 1040, mit *bb* bezeichnet, werden in Entfernungen von ca. 55 Centim. vertikal aufgestellt und mit ihren Fufsenden an den vertikalen Schenkel eines durchlaufend angeordneten Winkels *a*, vergl. auch den Querdurchschnitt, Fig. 1041, fest genietet; zur Befestigung des letzteren dienen die Steinschrauben *cc*, die in die 1½ Stein starke Umfassungsmauer etwa 20 Centim. tief eingreifen und hier vergipst werden. Die Schenkellänge dieses Winkels mifst etwa 4,5 bis 5 und die Eisenstärke 0,5 Centim.

In gleicher Weise, wie im unteren Theile der Wand, befindet sich auch oben in der Höhe der Dachrinne ein horizontal verlegtes Winkeleisen *d*, an welches sich die Stützen *b* mit ihrem Kopfende anschliefsen, sodafs diese da-

durch in ihrer unverrückbaren Stellung gesichert werden. Dieser Winkel dient gleichzeitig zum Auflager für die T-Eisen-Sparren, sowie zur Befestigung für die Dach- und die Haupt-Schweifsrinne. An ihrem oberen Ende ruhen die Sparren auf einem anderen Winkel *f*, dessen Querschnittsdimensionen ebenso grofs sind, wie die des unteren. Um diesen Winkel, welcher an beiden Enden in die abschliefsenden Scheidemauern des Ateliers eingreift, noch weitere Stützpunkte zu geben, wird derselbe mittelst der beiderseitig anzulegenden Eckeisen α mit den hochkantig aufgestellten Schienen *g* vernietet; diese letzteren, deren Entfernung von einander durchschnittlich 1^m25 bis 1^m50 beträgt, erhalten in

Fig. 1041.



der Rückwand des Ateliers, mit der sie jedenfalls fest zu verankern sind, ein durch Winkeleisen ausreichend verbreitertes Auflager; am vorderen Ende finden sie ihren Stützpunkt durch die Streben *h*, die mit Versatzung in dieselben eingreifen, wobei die entstehende Fuge mittelst der Stofsplatten β zu decken ist. Die darüber fortgelegten schwachen Halbholz-Balken *ii* werden unten verschalt, berohrt und beputzt, und oben mit Fufsbodenbrettern versehen, die zum Schutz gegen den Einflufs der Witterung eine Bekleidung aus Zinkblech erhalten. Von

diesem, in solcher Weise construirten Gange aus geschieht das Auf- und Niederlassen der Leinwand-Jalousieen, mittelst deren jeder störenden Einwirkung der auf das Glasdach gerichteten Sonnenstrahlen vorgebeugt werden mufs. Diese luftige, aus Einzeltheilen bestehende Schutzwand findet an den schräg gerichteten Rundstangen *l* ihren Aufhänge- und Befestigungspunkt, zu welchem Zweck die verzinnten, eisernen Ringe *n* auf dieselben aufgezogen werden. Mit ihrem unteren, horizontal gebrochenen Ende legen sich jene Stangen an eine Seitenfläche der Schienen *g* mittelst Vernietung an, während sie an ihrem umgekröpften Kopfende die durchgreifende und schräg verlegte Flachschiene *m* unterstützen; dieselbe tritt aufserdem noch mit der Rundstange *k* in eine feste Verbindung. Das Fufsende dieser letzteren wird zu einer Steinschraube zugerichtet und in der Mauer vergipst.

Fig. 1042.

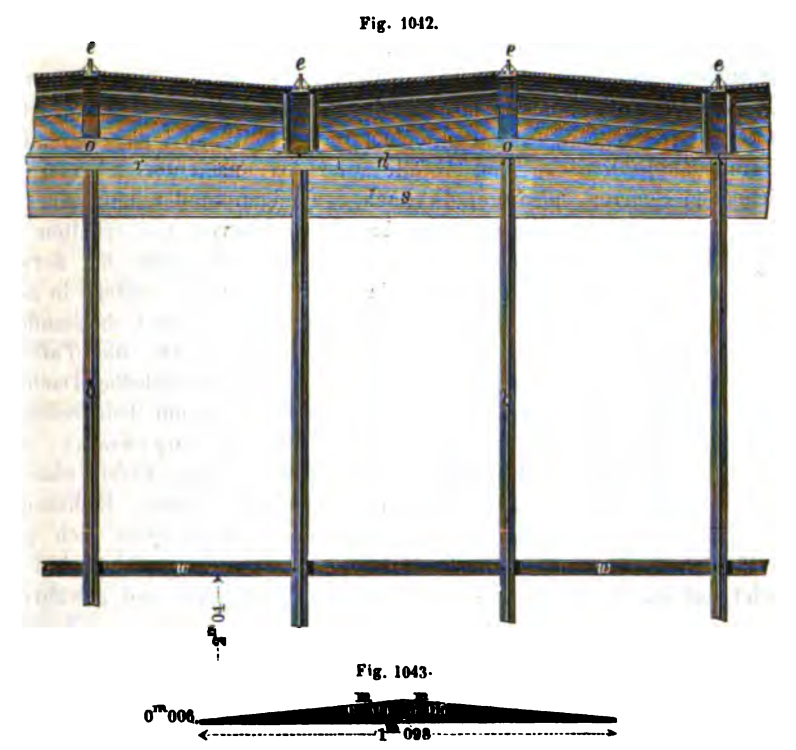
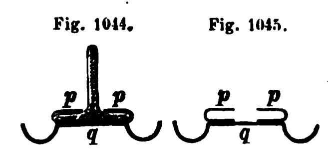


Fig. 1043.

In Fig. 1042 ist ein Theil des Längendurchschnitts durch das Dach mit der Ansicht nach der vertikalen Glaswand dargestellt. Es ist hieraus ersichtlich, dafs die Sparren, die in diesem Falle ohne Verbindung durch Fetten bleiben und auch gleichzeitig als Sprosseneisen functioniren, nicht durchweg in derselben Ebene sich befinden; sie sind vielmehr alternirend höher und niedriger verlegt, um dem an ihrer Unterfläche sich ansammelnden Schweifswasser den nothwendigen Abflufs in die Schweifsrinnen zu verschaffen. Die angehobene Lage erhalten die Sparren durch gufseiserne, doppelt keilförmig gestaltete Unterlager *oo*, die auf die unteren und oberen Winkel *d*, resp *f* aufgelegt und mit diesen kalt vernietet werden; entsprechend der Neigung der Glastafeln ist die obere Fläche dieser Zwischenlager von der Mitte nach beiden Enden hin abzuschrägen, so dafs ihre geringste Stärke hier etwa 0,6 Centim. beträgt. Fig. 1043

zeigt die Ansicht derselben mit eingeschriebenen Maſsen. An die Flansche derjenigen Sparren nun, welche die etwas niedrigere Lage erhalten, befestigt man die aus Zinkblech bestehenden Schweiſsrinnen *q*; es geschieht dies, wie aus den Figuren 1044 und 1045 ersichtlich, mittelst der Zinklappen *pp*, die in Entfernungen von ca. 50 Centim. an das Verbindungsblech der Doppelrinnen angelöthet und um die Flansche der betreffenden Sparren herumgeschlagen werden. Es ist selbstverständlich, daſs diese Schweiſsrinnen aus mehreren Stücken bestehen, die jedoch in ihrem Zusammenstoſs sich mindestens um 7 Centim. überdecken müssen. Das von ihnen aufgenommene Wasser ergieſst sich in die, an der Traufseite befindliche und an den horizontalen Schenkel des Winkels *d* befestigte Sammelrinne *r*, von wo dasselbe mittelst kleiner Verbindungsröhren in die Dachrinne gelangt.

Fig. 1044. Fig. 1045.



Die soeben erwähnte, als sogen. »englische Methode« bekannte Anordnung, nach der die Sparren abwechselnd höher und niedriger verlegt werden, ist im Allgemeinen wenig empfehlenswerth, weil dabei das Regenwasser, und mit ihm zugleich Staub und Abfälle aller Art, nach der Kittfuge der tiefer liegenden Sparren, also gerade nach denjenigen Stellen hingeführt wird, die man ganz besonders hiervon frei erhalten sollte; daher kommt es auch, daſs der Kitt bei derartigen Constructionen nie lange ausdauert, sondern in Kurzem verfault und abbröckelt. Um diesem Uebelstande vorzubeugen, legt man in neuerer Zeit die Tafeln der ganzen Verglasung in eine und dieselbe Dachfläche, giebt ihnen indessen statt der sonst üblichen rechteckigen Gestalt die Form eines Parallelogramms, so daſs die Kanten der sich überdeckenden Tafeln eine, nach den Schweiſsrinnen auslaufende schräge Richtung verfolgen; diese gebrochenen, aber unter sich parallel durchgreifenden Kanten, an denen das Schweiſswasser entlang zieht, sind in der Aufsicht auf das Dach, Fig. 1046, punktirt angegeben und gewähren zu-

Fig. 1046.

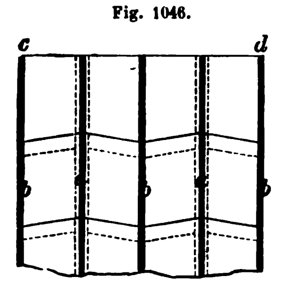
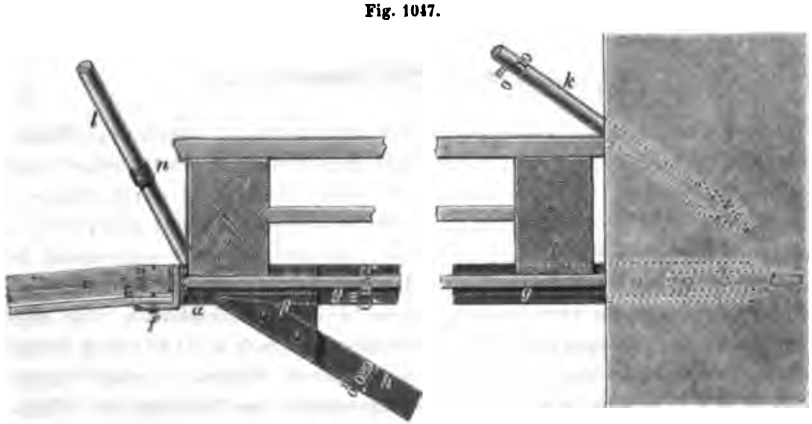


Fig. 1047.

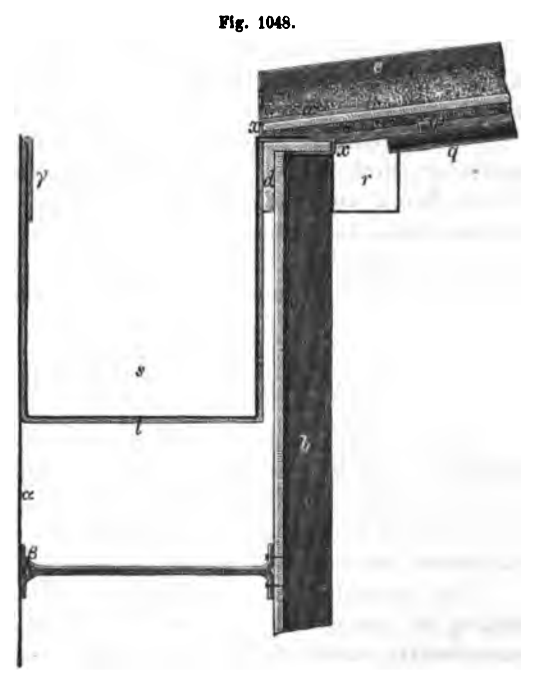


gleich von unten eine nicht unangenehme Ansicht der Glasfläche. Es bezeichnen demnach *aa*.. die Sprosseneisen mit Schweiſsrinnen, *bb*.. solche ohne Schweiſs-

rinnen, aber gleich hoch liegend mit den ersteren; das Mafs der Abschrägung in den Kanten der Tafeln beträgt etwa 6 Centim. Die Linie *cd* stellt die Traufseite des Glasdaches dar.

Aus Fig. 1047 geht im Detail die Verbindung der Sparren mit dem, hinter der leinenen Schutzwand befindlichen Laufgange hervor; wie bereits oben angedeutet, erhalten die hochkantig gestellten Schienen *g* eine verbreiterte Auflagerfläche durch beiderseitig anzulegende Winkel, mit deren vertikalen Schenkeln eine Ankerschiene verschraubt wird. Auf eine sorgsame Verankerung ist hier um so mehr Gewicht zu legen, als sonst die an der vorderen Glasfläche befindlichen Stützen, in Ermangelung einer ausreichenden Querverbindung, einem Seitenschube ausgesetzt wären.

Fig. 1048.



Ferner ist noch in Fig. 1048 die Verbindung der Sparren an der Traufseite mit sämmtlichen, hier zusammentreffenden Constructionstheilen speciell dargestellt. Die Befestigung der aus Zink bestehenden Dachrinne *s* geschieht durch mehrere, rechtwinklig gebrochene eiserne »Halter« *t*, die in Entfernungen von ca. 1ᵐ0 unterhalb der Rinne angebracht und an die Winkeleisen *d* genietet werden. Mit *α* ist in dieser Figur eine Verkleidung aus Zink- oder Eisenblech bezeichnet, die, in gefälliger Form und nach einem ansprechenden Muster ausgeschnitten, hauptsächlich dazu dient, die dahinter liegende Zinkrinne zu maskiren; ihre Befestigung geschieht mittelst der angelötheten zinkenen Lappen γ, die über die Vorderwand der Rinne umgebogen und an diese fest angeschlagen werden. Ein horizontal durchgreifender Draht β, ausgesteift durch Stäbe in der liegenden T-Form, verleiht den dünnen Blechen einen hinreichenden Stützpunkt.

Die an die Aufsenfläche der T-Eisen *b* angenietete und auch im Längenschnitt, Fig. 1042, ersichtliche Schiene *w* dient als Anschlag für den Rahmen der schmiedeeisernen Fenster, die in dieser Höhe abschliefsen.

Was die Glaseindeckung anbetrifft, so verwendet man auch in diesem Falle gewöhnlich das sogen. Dachglas, ein halbweifses Doppelglas, welches mindestens in doppelter Stärke des ordinären Fensterglases vorkommt. Die Länge der Tafeln erreicht das äufserste Mafs von 0ᵐ75 bis 0ᵐ90; man verlegt und verkittet sie abtheilungsweise zwischen den einzelnen Sparren, indem man zunächst an der Traufseite, ihrer Länge entsprechend, auf die beiderseitigen Sparrenflanschen eine Kittfuge aufträgt, die Glastafeln hier aufdrückt und einem Verschieben derselben durch die zinkenen Lappen oder »Halter« *xx* vorzubeugen sucht; die letzteren werden an beiden Auflagerenden eingelegt und mit ihrem

oberen Ende über die Glastafel, und mit ihrem unteren Theile über den horizontalen Schenkel der Winkel *d* umgebogen. Auf das Einlegen und Befestigen dieser Lappen ist eine um so gröfsere Sorgfalt zu verwenden, als gerade die unterste Tafel dem Schube aller anderen zu widerstehen hat; ist dieselbe verlegt, so trägt man über die beiderseitigen Auflagerflächen an der Vertikalrippe des Sparrens eine weitere Kittfuge auf, die hier fest angedrückt und abgewässert wird. In dieser Weise schreitet die Verglasung der Dachfläche weiter fort, wobei nur zu beachten, dafs jede obere Tafel die nächst untere um ca. 7 Centim. überdeckt, zu welchem Zweck in der Breite dieses Streifens auf jede Tafel eine Kittfuge aufgestrichen werden mufs; auch kommen die eben erwähnten Zinklappen *xx*, die mit ihren umgebogenen Schenkeln die sich überdeckenden Kanten der Glastafeln umfassen, hier überall in Anwendung, um einem Verschieben derselben in der Richtung der Dachfläche vorzubeugen. Der Kitt erhärtet auf Eisen langsamer, als auf Holz, mit dem er sich im Allgemeinen besser verbindet.

Die Verbindung sämmtlicher Constructionstheile untereinander geschieht durchweg durch kalte Vernietung. Die einzelnen kleinen Niete werden zu diesem Zweck nach ihrer verschiedenen Länge aus einem schwachen, in Ringen aufgewickelten Rundeisen von etwa 0,4 Centim. Stärke abgeschlagen und hierauf fest eingetrieben. Bei Nieten, deren Durchmesser mehr als 0,5 Centim. beträgt, verdient jedenfalls die warme Vernietung den Vorzug. —

2) Zeltdächer.

Unter einem Zeltdache versteht man im Allgemeinen ein in Pyramidenform construirtes Dach, wie solches wohl am häufigsten zu Thurmspitzen und dergl. in Anwendung kommt. Die Seitenlänge der gewöhnlich quadratischen, sechs- oder achteckigen Grundfläche kann im Minimum auf $\frac{1}{4}$ der Pyramidenhöhe angenommen werden.

Die Anwendung des Schmiedeeisens zur Construction feuersicherer Thurmspitzen ist neueren Datums und läfst sich kaum über drei Decennien dieses Jahrhunderts zurückführen. Es ist klar, dafs hoch und schlank emporsteigende Spitzen mehr, als andere Theile eines Bauwerks, den Angriffen der Witterung und der Gefahr, vom Blitzstrahl getroffen zu werden, ausgesetzt sind, weshalb die erweiterte Anwendung jenes Materials gewifs als vollkommen motivirt zu betrachten und nur der Wunsch hinzuzufügen ist, dafs bei allen Bauausführungen ähnlicher Art das Schmiedeeisen ausschliefslich verwendet werden möge. Dafs diese Gesichtspunkte bereits anerkannt und gebührend gewürdigt worden sind, hiervon geben die beiden gröfsten, in den letzten Jahren zur Ausführung gekommenen Thurmspitzen, die Spitze der Petri-Kirche in Berlin und die über der Vierung des Domes zu Köln, ein eklatantes Zeugnifs. —

Bevor wir auf die Construction eiserner Thurmspitzen näher eingehen, glauben wir zum besseren Verständnifs des allgemeinen Constructions-Princips zunächst Folgendes voranschicken zu müssen:

Man verlegt in der Grundfläche derselben auf das sorgfältig abgeglichene Mauerwerk eine rings herum greifende gufseiserne Platte, welche in den Ecken durch lange Grundanker mit dem Mafsivbau des Thurmes fest verankert wird. An ihrer Oberfläche erhält sie einen 8 bis 10 Centim. hohen angegossenen

Rand, an den sich die Fufsenden sämmtlicher Sparren anlehnen, so dafs der Schub derselben, in Ermangelung einer Zugstangen-Verbindung, sich ausschliefslich auf jene Platte überträgt. Dieselbe besteht bei kleineren Spitzen gewöhnlich aus einem Stück, bei gröfseren setzt man sie aus Einzeltheilen zusammen, die in der Mitte der Polygonseite gestofsen und verschraubt werden. Ausnahmsweise begnügt man sich auch wohl, nur in den Ecken der Pyramide einzelne Plattenstücke zu verlegen und diese mit Rücksicht auf ihre Unverschiebbarkeit durch Horizontalbänder untereinander zu verbinden, wie dies beispielsweise bei der Spitze der Petri-Kirche in Berlin geschehen ist.

Hinsichtlich der weiteren Construction, soweit sich diese auf die Sicherstellung des Gespärres bezieht, sind alle diejenigen Eventualitäten ins Auge zu fassen, die durch das Eigengewicht des Deckmaterials und besonders durch die Einwirkung des Sturmes möglicherweise eintreten können. Durchbiegungen der Sparren nach Innen werden zunächst durch kräftige Horizontal-Aussteifungen unmöglich gemacht; dieselben schliefsen sich in Form von Bändern, Ringen u. s. w. an die inneren Dachflächen fest an und werden in bestimmten Abständen von einander so angeordnet, dafs der innere Raum der Pyramide möglichst frei erhalten bleibt. Da aufserdem die einzelnen Sparren einer Seitenbewegung ausgesetzt sind, so wird dieser durch Kreuz- oder Diagonalbänder vorgebeugt, welche je zwei benachbarte Gratsparren, entweder in allen Seitenflächen des Daches, oder auch nur alternirend, in Verbindung setzen.

Einer drehenden Bewegung der Thurmspitze, hervorgerufen durch eine schiefe Belastung, tritt endlich die bereits oben erwähnte Fufsplatte entgegen, auf deren Befestigung mit dem Mauerwerk um so mehr Sorgfalt zu verwenden ist, als sie auch einen nicht unerheblichen Seitenschub durch das Dach erleidet.

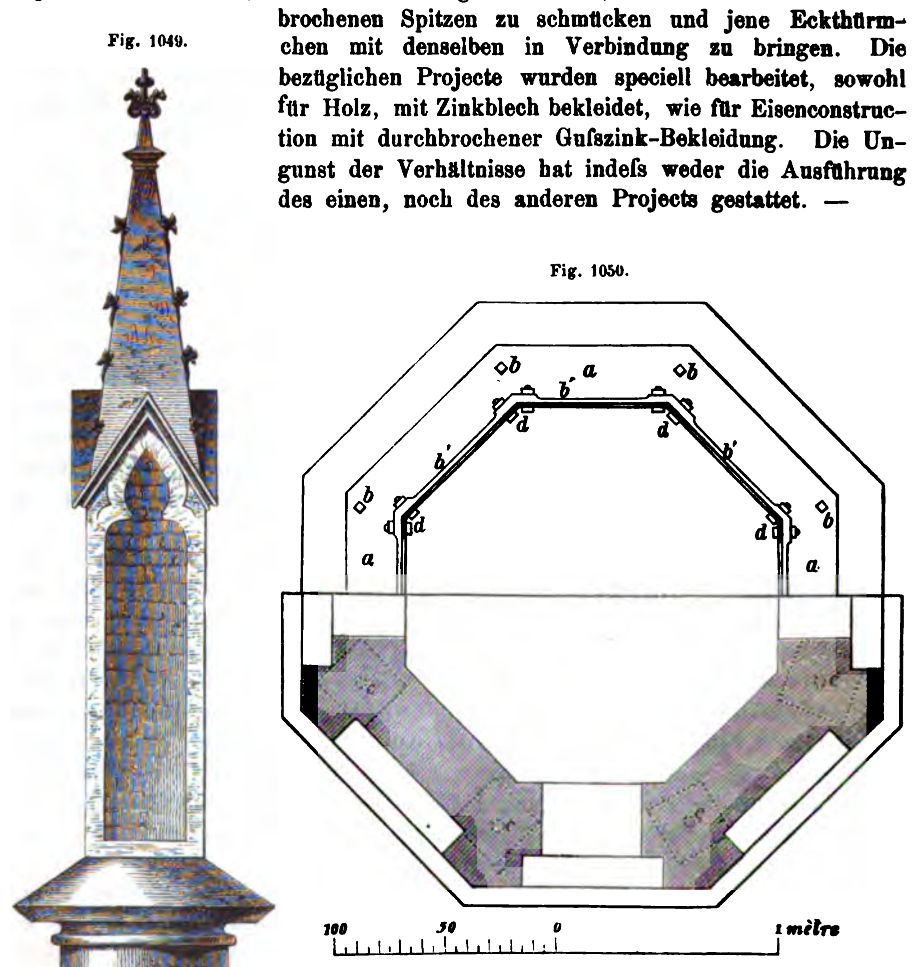
In ihrem höchsten Punkte verbinden sich die Sparren mit einer Helmstange, deren Fufsende mit einer vollen Scheibe, beziehungsweise mit einem gufseisernen Kreuz zu verschrauben ist; das letztere hat dann überdiefs noch die Funktion, die Sparren in ihrem oberen Theile zu unterstützen. Die Helmstange bildet in ihrer weiteren Fortsetzung das Kreuz, und dient auch zugleich zur Befestigung der aus Gufszink bestehenden, vergoldeten Hohlkugel, resp. der Kreuzblume.

Nach dieser allgemeinen Erörterung verweisen wir auf einen interessanten, vom Geh. Reg.-Rath Stein in der »Zeitschrift für Bauwesen« Jahrgang X, Heft X bis XII gegebenen Aufsatz, dem wir Folgendes entnehmen:

Die Spitze der Thürmchen der Werder'schen Kirche in Berlin, deren Bau im Jahre 1828 vollendet dastand, waren von Rathenower Mauersteinen in Cement gemauert, in Cement geputzt und abgedeckt. Nach 14 Jahren hatte die Witterung so zerstörend auf das Material eingewirkt, dafs an die Erneuerung sämmtlicher Thurmspitzen gedacht werden mufste. Von den verschiedenen Vorschlägen zur Wiederherstellung der letzteren fand die Construction in Eisen, mit Gufszinkplatten bedeckt, die höhere Genehmigung. Die Ausführung der Arbeit erfolgte im Jahre 1843 durch Herrn Geiss, den eigentlichen Erfinder der Zinkgiefserei, aus dessen Atelier zu seiner Zeit vortreffliche Kunstgegenstände hervorgingen. Die neuen Spitzen haben die in Fig. 1049 gezeichnete Form, sie sind 0^m94 im Quadrat grofs, 3^m76 incl. Kreuzblume hoch, mit eisernem Gespärre versehen und haben, incl. Verankerung mit dem Mauerwerk und der Abdeckung desselben, einen Kostenaufwand von 330 Mark pro Stück erfordert. Die Arbeit

hat sich vortrefflich gehalten und bis jetzt nicht die geringste Reparatur veranlafst. Ausgeschlossen von der damaligen Renovirung blieben die acht Eckthürmchen der beiden Hauptthürme an der Vorderfront, indem es in der Absicht lag, diese letzteren, welche flach abgedeckt sind, mit 20^m4 hohen durchbrochenen Spitzen zu schmücken und jene Eckthürmchen mit denselben in Verbindung zu bringen. Die bezüglichen Projecte wurden speciell bearbeitet, sowohl für Holz, mit Zinkblech bekleidet, wie für Eisenconstruction mit durchbrochener Gufszink-Bekleidung. Die Ungunst der Verhältnisse hat indefs weder die Ausführung des einen, noch des anderen Projects gestattet. —

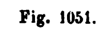
Fig. 1049. Fig. 1050.



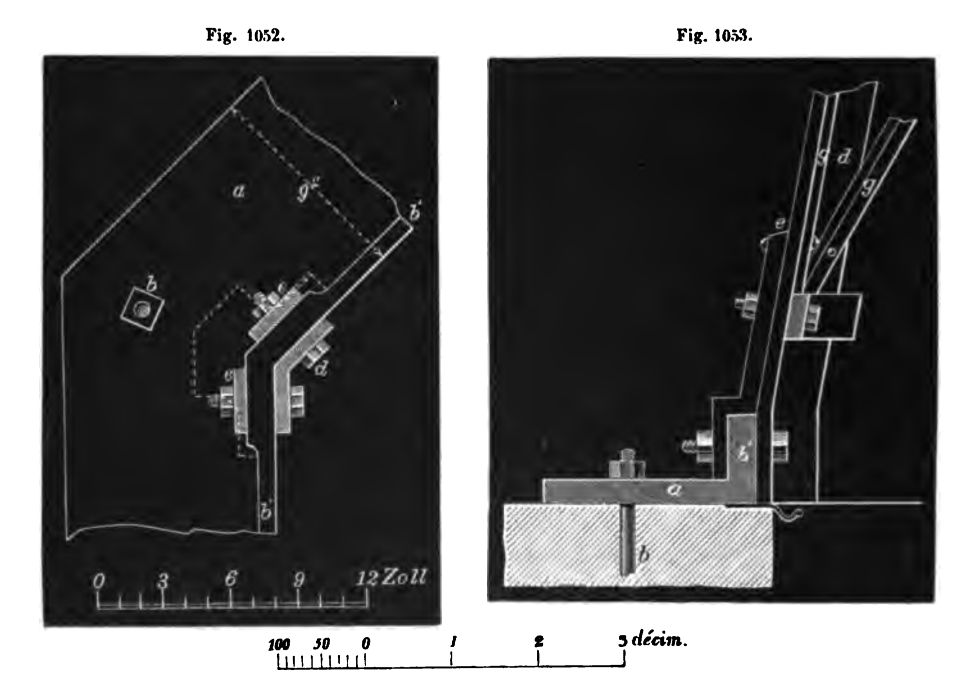
Bei den, in den Jahren 1842 bis 1844, ausgeführten Restaurationsarbeiten an der Klosterkirche in Berlin (Klosterstrafse) wurden die 3 Thürme der Vorderfront ebenfalls aus Eisen construirt. Dabei erhielten die beiden Seitenthürme ein einfaches Gespärre aus Schmiedeeisen mit einer Bekleidung von vollen Gufszinkplatten, während das mittlere Giebelthürmchen mit durchbrochenen Gufszinkornamenten abgedeckt wurde.

In Fig. 1050 ist der Grundrifs des einen jener Seitenthürme in verschiedenen Höhenabsätzen dargestellt, und zwar in den Höhen *aa* und *bb* des Querdurchschnitts Fig. 1051. Die lichte Weite beträgt ca. 1^m70, die Mauerstärke 0^m46, die äufsere Seitenlänge des regulären 8-Ecks ca. 1^m1. Die gufseiserne Fufsplatte *a*, etwa 24 Centim. breit und aus einem Stück bestehend, ist mittelst der 8 Bolzen *b*, 3^m76 lang, 4 Centim. stark, und durch 8 Ankerplat-

ten *c*, 31 Centim. im Quadrat grofs, 2,6 Centim. stark, mit dem Thurmmauerwerk aufs innigste verbunden.


Fig. 1051.

An dem aufwärts gehobenen Rande *b' b'* der Grundplatte, vergl. das Detail der Figuren 1052 und 1053, sind die Fufsenden der Sparren *dd* mittelst Schraubenbolzen befestigt und behufs noch gröfserer Steifigkeit mit dem Kniestück *e*



verschraubt. Diese 8 Gratsparren bestehen aus starkem Schabloneneisen, deren 8 Centim. lange Schenkel nach den Seiten des 8-Ecks gerichtet und durch horizontal verlegte, ebenfalls 8-eckige. Ringe *f* untereinander verbunden sind. Am oberen Ringe *f'* befindet sich eine volle Scheibe, durch welche die Helmstange *i* hindurchgeht, an deren verstärkten Theil im Punkte *k* die Sparren festgeschraubt wurden. Das darüber befindliche Kreuz ist eine Fortsetzung der Helmstange. Zur besseren Verbindung der Sparren untereinander, namentlich gegen seitliche Bewegung, sind die Kreuzverbindungen *gg*... angeordnet.


Fig. 1054.

Das eiserne Gespärre ist mit Relief-Platten von Gufszink bedeckt, welche an die Lappen *mm* geschraubt sind. Bei der gröfseren Länge der Sparren mufsten diese Platten für je eine Seitenfläche der Spitze nach der Höhenrichtung derselben aus vier Stücken gefertigt werden, welche in den horizontalen Stöfsen sich 7,8 Centim. weit überdecken, Fig. 1054. Auf den Gratsparren sind die Fugen sorgfältig zusammengearbeitet und gelöthet. Die Höhe der Spitze, bis zur Kreuzblume gemessen, beträgt $7^{m}31$; die letztere besteht aus zwei zusammengelötheten Hälften und ist auf den Relief-Platten in gleicher Weise befestigt.

Das beim mittleren Giebelthürmchen verfolgte Constructionsprincip ist ganz dasselbe, wie das soeben beschriebene, und es kommen daher auch

bei den einzelnen Verbindungen nur geringe Abweichungen vor; so wäre etwa zu erwähnen, dafs hier der aufgehobene Rand der Fufsplatte sich fast in der

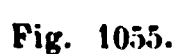
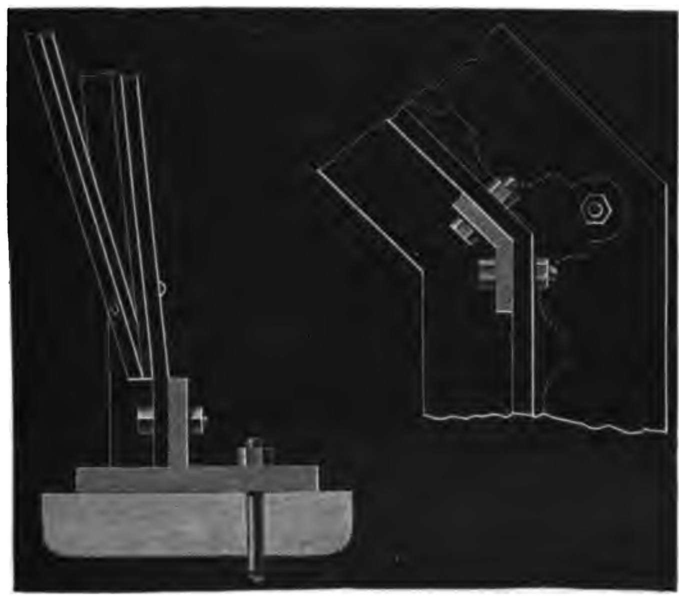
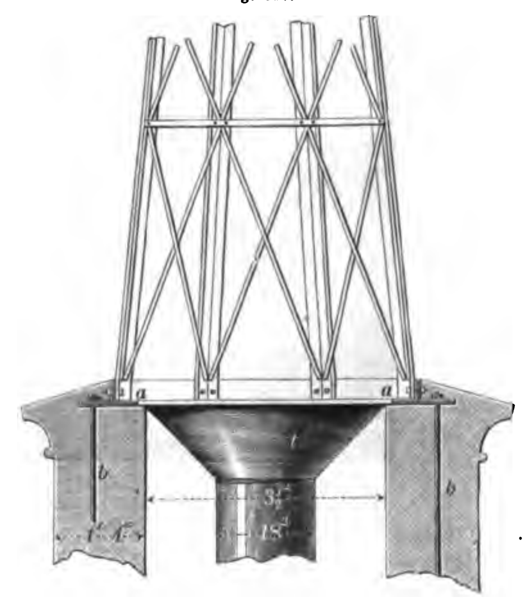


Fig. 1055. Fig. 1056.



Mitte derselben befindet, wodurch die Sparren offenbar eine bessere Unterstützung erhielten und ihre Befestigung auch ohne Anwendung von Kniestücken, wie dies die Figuren 1055 und 1056 zeigen, ermöglicht werden konnte. Bei den Seitenthürmchen war diese Anordnung nicht ausführbar, da das Vorhandensein von kleinen Gallerien es nothwendig bedingte, jenen Rand so weit wie möglich nach Innen zu placiren. —

Fig. 1057.



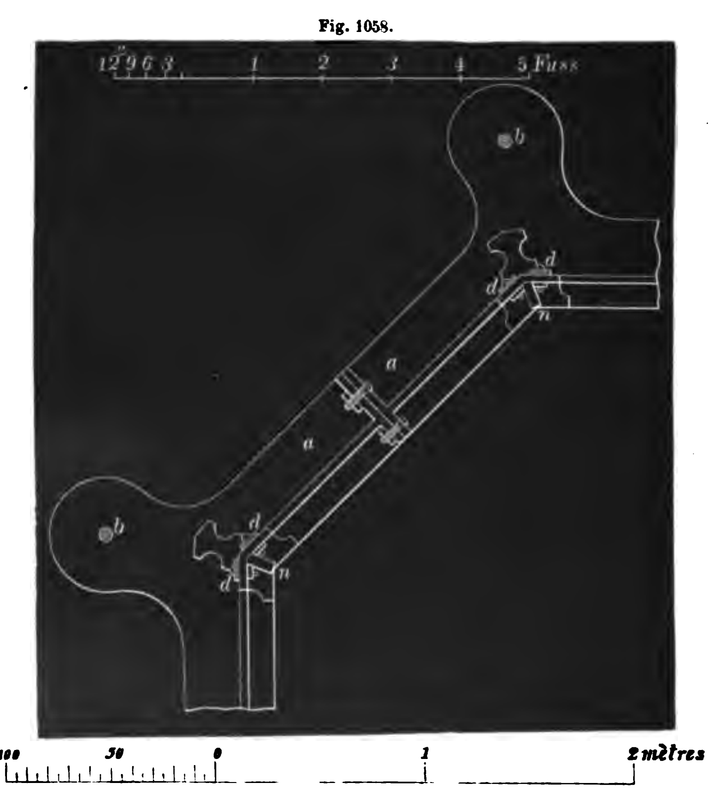
Um das, durch die durchbrochenen Rosetten in das Innere des Thurmes einfallende Regenwasser abzuleiten, wurde ein Trichter *t*, Fig. 1057, von starkem Zinkblech angebracht, dessen Oeffnung von 46 Centim. Durchmesser die Möglichkeit darbietet, erforderlichen Falls in die Thurmspitze hinaufsteigen zu können. Das aufgefangene Wasser wird in einen kupfernen Kessel übergeführt, welcher auf dem Boden des Thurmes einige Fufs unter den mit *c* bezeichneten Ankerplatten steht, und von hier mittelst eines Abfallrohres zum Dache hinausgeleitet.

Eine andere kleine Abweichung besteht hier darin, dafs die Lappen *mm* nicht erforderlich waren, da die Schrauben unmittelbar in die Sparren greifen; das Profil der Zinkbekleidung ist in Fig. 1056 punktirt angedeutet.

Hinsichtlich des Aufwindens und Aufrichtens von kleinen eisernen Spitzen wäre noch die Bemerkung hinzuzufügen, dafs diese Arbeit einen viel geringeren Aufwand an Zeit und Kosten in Anspruch nimmt, als dies bei hölzernen Thurmspitzen möglich ist. Das eiserne Gespärre der vorgenannten Dächer wurde nämlich in der Borsig'schen Fabrik fertig zusammengeschraubt, resp. genietet, von dort zur Baustelle gefahren und mittelst Block und Tau an dem, im Dachraum aufgestellten Ausleger hinaufgezogen und sogleich versetzt und verschraubt, eine Arbeit, die, in wenigen Stunden verrichtet, mit geringen Kosten verbunden war. Die Befestigung der Zinkplatten wurde demnächst von einer leichten Stangenrüstung aus bewirkt.

Derselben, oben angegebenen Quelle entlehnen wir die Construction einer eisernen Spitze der, in der Fabrikstadt Eupen befindlichen evangelischen Kirche, deren Ausführung in den Jahren 1850 bis 1854 erfolgte. Der ganze Bau wurde in Bruchsteinen, nur die Gewände, das Mafswerk, die Fialen u. s. w.

Fig. 1058.



in Hausteinen ausgeführt, während die $17^{m}26$ hohe, $3^{m}45$ weite (Durchmesser des unteren Berührungskreises), durchbrochene Thurmspitze aus Eisen und Zinkblech besteht, vergl. die Figuren 1058 und 1059. Die gufseiserne Fufsplatte *a* mufste hier des bedeutenden Umfanges wegen aus vier, mit den Verstärkungsrippen *n* versehenen Stücken zusammengesetzt werden, deren Verbin-

dung aus dem Grundrifs, Fig. 1058, ersichtlich ist. Um die Fufsplatte möglichst mit der Mitte des Thurmmauerwerks verankern zu können, läuft sie an den 8 Ecken in ¾-kreisförmige Erweiterungen aus, durch welche die Bolzen *bb* hindurchgesteckt sind; es mufste dabei die vierseitige äufsere Form des Thurmes, durch Auskragung und Ueberwölbung in den Ecken, vorher in eine achtseitige verwandelt werden, wodurch sich der Uebergang zu der achtseitigen Pyramide von Eisen ergab.

Fig. 1059.



Zur Unterstützung der Sparren dienen sechs Horizontal-Aussteifungen, die hier in verschiedenen Abständen, von 1^m59 bis 3^m05 variirend, übereinander angebracht sind. Jede der fünf unteren besteht, vergl. Fig. 1060, aus zwei übereinander liegenden Quadraten von 5,2 Centim. breiten und 1,3 Centim. starken hochkantigen Schienen, welche mit den Sparren verschraubt sind. Die oberste Horizontalverstrebung dagegen ist durch ein Winkelkreuz *k*, Fig. 1061, hergestellt, durch dessen mittlere quadratische Oeffnung von 3,9 Centim. Seitenlänge die Helmstange hindurchgreift; letztere wird hier durch eine Schraube befestigt und vermittelt den oberen Anschlufs der Sparren, ebenso wie sie auch nebenbei zur Befestigung des Kreuzes und der Kreuzblume dient.

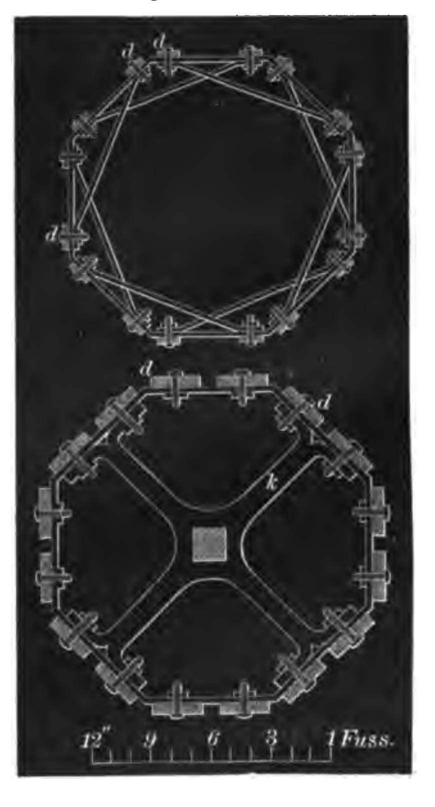
In Ermangelung von Façoneisen mufste man die Sparren *dd* .. aus gewöhnlichem Flacheisen von 5,2 Centim. Breite und 1,3 Centim. Stärke construiren, deren Verbindung untereinander durch die Lappen *m* bewirkt wurde.

Als Bekleidung des Gespärres wählte man ein getriebenes Zinkblech, von welchem der □Meter 10^k15 wog. Die Profilirung der 8 Rippen zur Deckung der Sparren, sowie die der Füllungen, ist in Fig. 1059

Meter-Masstab zu den Figuren 1060 und 1061.

100 50 0 1 2 3 décimètres

Fig. 1060 und 1061.

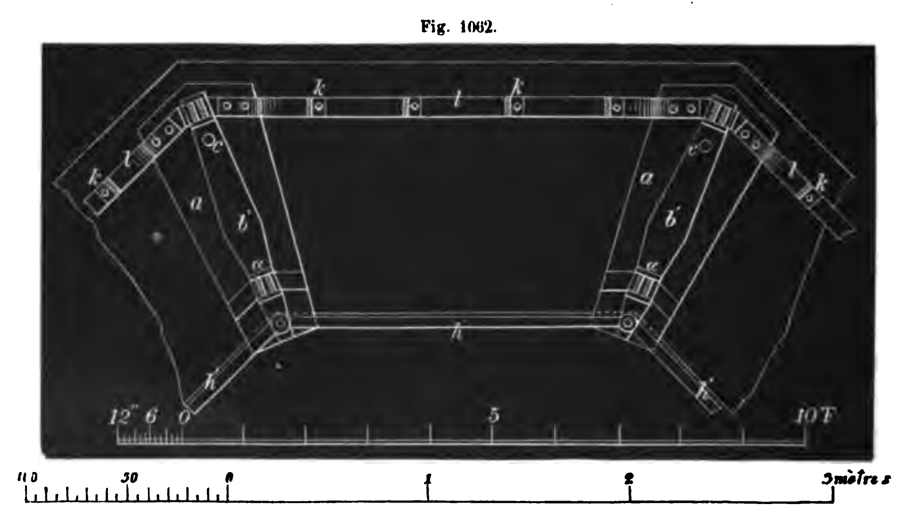


im vierten Theile der natürlichen Gröfse dargestellt. Die aus 2 Hälften bestehenden Sprungblätter oder Krabben wurden sowohl untereinander, wie auch mit den Rippen durch Löthung fest verbunden; in gleicher Weise geschah auch die Befestigung der Kreuzblume, die aus getriebenem Kupfer hergestellt und im Feuer vergoldet wurde.

Sämmtliche Zinkarbeiten sind ohne allen Farbenanstrich geblieben, indem die natürliche Farbe des Zinkbleches mit dem blaugrauen Naturell des Kalksteins sehr gut harmonirt. Die gesammten Baukosten der Thurmspitze beliefen sich, incl. Ankerbolzen und Ankerplatten, auf ca. 4800 Mark.

Die Construction der Thurmspitze des im Jahre 1864 begonnenen Baues der Petrikirche zu Berlin unterscheidet sich von den bisher vorgeführten eisernen Gespärren dieser Art in der Hauptsache darin, dafs die rings herumgreifende achtseitige Grundplatte fortgelassen und nur in den 8 Ecken durch Einzelstücke ersetzt wurde; auf diesen letzteren ruhen die paarweise neben- und hintereinander aufgestellten Gratsparren auf, die, durch Querverbindungsschienen untereinander ausgesteift, wesentlich zur Vergröfserung der Stabilität der Thurmspitze beitragen.

Fig. 1062.



In Fig. 1062 ist ein Stück des Grundrisses in der Höhe der Grundebene der achtseitigen Pyramide, und in Fig. 1063 eine Ecke in gröfserem Mafsstabe dargestellt. Es ist hieraus zu ersehen, dafs die 3,2 Centim. starken, nur an den Ecken befindlichen Grundplatten *aa* ... in der Mitte mit einer, ebenfalls 3,2 Centim. starken Erhöhung *b'b'* ... versehen sind, die in einem lichten Abstande von 85 Centim. zwei Ausschnitte enthält, in welche die Fufsenden der Gratsparren *bb* .., zwischen den aufgehobenen Rändern *aa* ... eingreifen. Sowohl die äufseren, wie die inneren Gratsparren sind paarweise mit einem Zwischenraume von 2 Centim. aufgestellt, und bestehen aus 2 Centim. starken und 7,8 Centim. breiten Flacheisen, deren feste Stellung theils durch eine Kreuzverstrebung aus Rundstangen, theils dadurch gesichert ist, dafs sie in ihrem unteren Theile mit den zwischengeschobenen und auch noch zu beiden Seiten aufgestellten, 85 Centim. hohen Schienen *ss* verbolzt wurden.

Fig. 1063.



Um der Fufsplatte *a* eine unverrückbare Lage zu verschaffen, dienen die beiden, im Durchmesser 4 Centim. starken Anker *c* und *d*, von denen der erstere durch das Thurmmauerwerk etwa 9^m tief bis zur Ankerplatte durchgreift, während der letztere in der Ecke des inneren Raumes ebenso tief abwärts steigt und hier mittelst des Bolzens *e* und der Schraube *f* mit dem Mauerwerk befestigt ist. Aus den Figuren 1064, 1065 und 1066 ist diese Verbindung ersichtlich; die dünne, unten umgebogene, Blechplatte *g* dient dabei zur Aufnahme des, in kurzer Entfernung von den Mauern, horizontal herumlaufenden Eisendrahtes *h*, der mit der Blitzableitung in Verbindung steht. Gleichzeitig sind hierbei noch die oberen, aus Einzelstücken bestehenden und ebenfalls im Achteck herumgeführten Flachschienen *h′ h′* zu erwähnen; dieselben, 6,5 Centim. breit, sollen einem Verschieben der Fufsplatten vorbeugen,

Fig. 1064 und 1065.

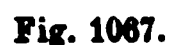


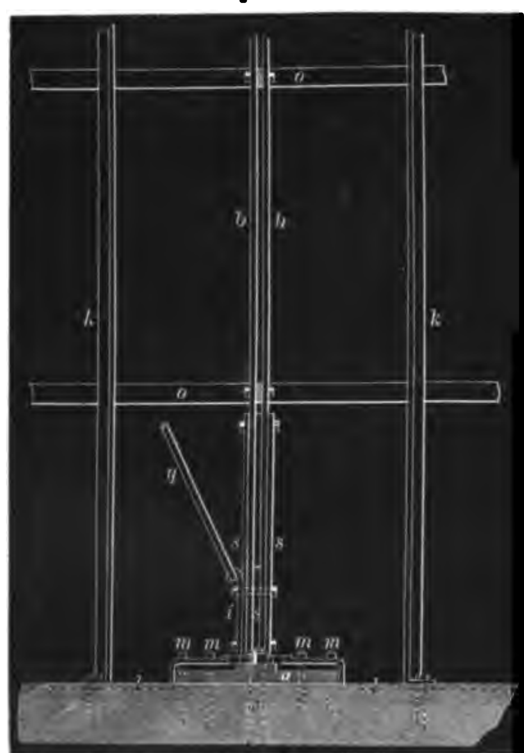
Fig. 1066.



weshalb sie an den Enden dieser letzteren, und zwar parallel mit den Seiten des 8-Ecks, in Anwendung kamen; an der Aufsenseite durch das Bandeisen *l* vertreten, liegen sie im Innern mit ihren verbreiterten Enden auf den hier vortretenden Grundplatten übereinander, wo sie vermittelst des oben erwähnten Bolzens *d* ihre Befestigung erhalten.

Aufser den 8 Doppelgratsparren *bb* sind, behufs Befestigung der aus vollem, getriebenem Zinkblech bestehenden Eindeckung, in jeder Seitenfläche der Pyramide noch 4 Zwischensparren *k* aufgestellt, die aus schwachem Stabeisen von 5,2 Centim. Breite und 1 Centim. Stärke construirt und mit ihrem rechtwinklig gebrochenen Fufsende auf der vertieft eingelegten Schiene *l* befestigt sind; die aufgehobenen Endigungen der letzteren wurden über die Fufsplatten umgekröpft und mittelst der Bolzen *mm* verschraubt.


Fig. 1067.



Aus Fig. 1067, Durchschnitt nach der Linie $\beta\gamma$ des Grundrisses, geht diese Verbindung deutlich hervor. Der nach der Linie $\delta\varepsilon$ gelegte Durchschnitt, Fig. 1068, zeigt ferner, wie die in den Ecken des Octogons, in lichten Abständen von 85 Centim. aufgestellten Gratsparren *bb* theils durch die Diagonalstangen *nn*, theils durch die hochkantig und horizontal verlegten Querschienen *n'n'* aneinander geschlossen und zu einem festen Ganzen verbunden werden.

Um eine horizontale Verbindung der Sparren untereinander herzustellen, gleichzeitig auch, um den Zinkblechen die nothwendige Unterstützung zu verschaffen, ist das ganze Gespärre durch die, in gleichen Abständen von ca. 94 Centim. regelmäfsig wiederkehrenden, hochkantig gestellten Flacheisen *oo* gegürtet, die um ihre eigene Stärke von 0,6 Centim. eingeschnitten und mittelst kleiner Winkel an die Zwischensparren befestigt sind. Im Innern der Pyramide wird die unverrückbare Stellung der hier befindlichen Gegensparren *bb*... durch das achtseitige Band *p* bewirkt, welches ebenfalls aus 6,5 Centim. hohen Schienen besteht; die Befestigung dieses, aus 8 Stücken zusammengesetzten Bandes erfolgte dadurch, dafs die Enden derselben einzeln umgelegt, und sowohl mit den Gratsparren, als auch mit den Horizontalschienen *n'* verbolzt wurden, wie sich dies aus den Detailzeichnungen der Figuren 1069 und 1070 erkennen läfst.

Einen sehr wichtigen Constructionstheil bilden die, alternirend an 4 inneren Seitenflächen der Pyramide angebrachten starken Rundstangen *qq*...,

Fig. 1068.

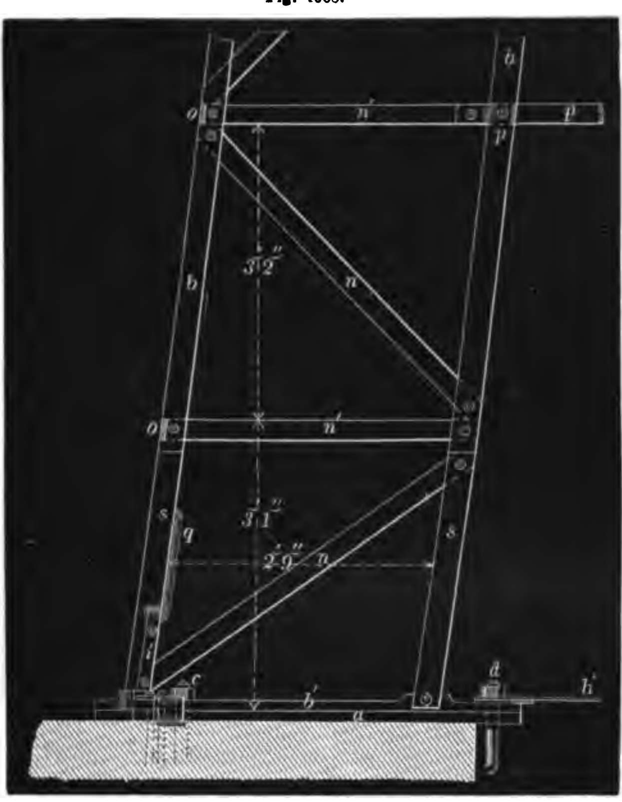


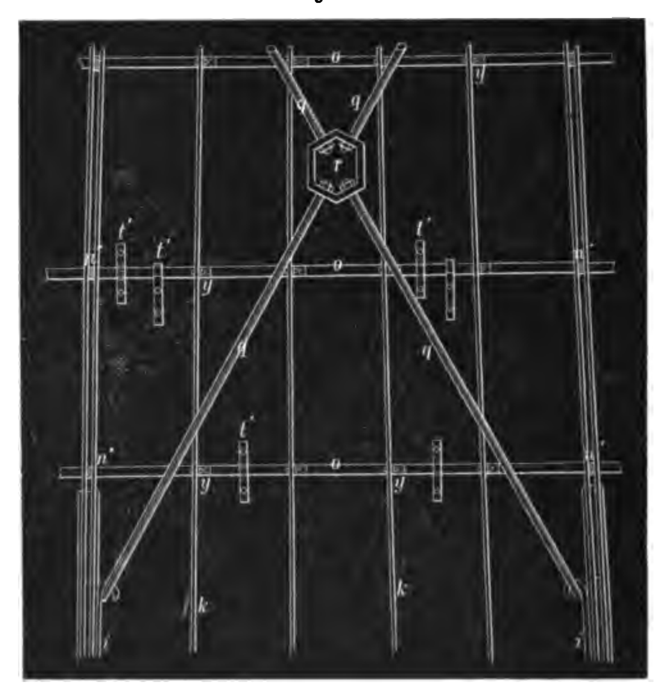
Fig. 1071; dieselben berühren die inneren Kanten der 4 Zwischensparren *kk* und stellen die Verbindung der äufseren Gratsparren untereinander her, in Folge dessen einer seitlichen Bewegung der letzteren vorgebeugt wird. Zu diesem Zweck sind ihre oberen Enden gebrochen und mit den Gratsparren verschraubt, während die unteren Enden mittelst einer Umbiegung in einen Haken der, mit den Sparrenfüfsen verbolzten Schiene *i* eingreifen. Die Rectification dieser Kreuzverbindung wird durch das Schlofs *r* vermittelt, mit dessen kürzeren Seiten die vier einzelnen Stücke derselben verschraubt sind. —

Die Befestigung des getriebenen Zinkbleches *z*, vergl. die Figuren 1072 und 1073, geschieht dadurch, dafs die schmiedeeisernen Lappen *t'*, welche die achtseitig herumgeführten Schienen *o* auf die doppelt dargestellte Weise umfassen, mit den letzteren verlöthet und mit dem

Fig. 1069 und 1070.



Fig. 1071.



Zink durch die kleinen Schrauben x verbolzt wurden. Eine Einschalung durch Bretter oder Latten ist demnach nicht vorhanden.

Fig. 1072. Fig. 1073. Fig. 1074.



Der Stofs der einzelnen Sparrenstücke ist stumpf und durch eine Laschenverbindung v gesichert, wie dies Fig. 1074 zeigt; im Uebrigen erfolgte ihre Befestigung an den Bändern oo mittelst der Winkel yy, Fig. 1071, deren Schenkel mit den Sparren und der Zinkbedeckung durch Niete, resp. durch Schrauben verbunden sind.

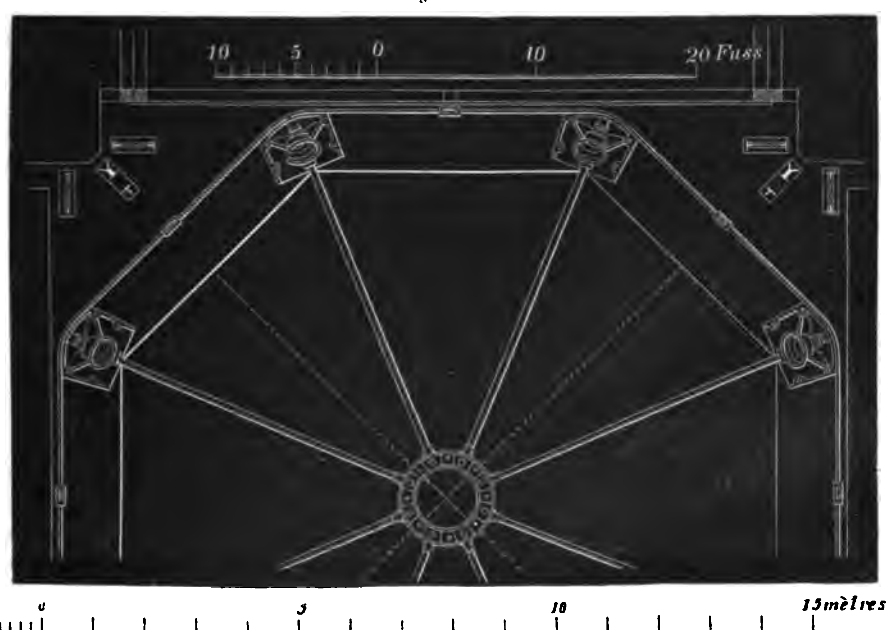
Die Höhe der Thurmspitze beträgt 33^{m}58 und die Totalhöhe vom Fufsboden der Kirche bis zur Kreuzblume 96^{m}34. Sämmtliche Zinkarbeiten sind aus der Werkstatt des Klempnermeisters Peters hervorgegangen. —

Zu einer der hervorragendsten Constructionen dieser Art gehört unstreitig das, in den Jahren 1858 und 1859, von Voigtel speciell bearbeitete und demnächst zur Ausführung gekommene Project des Dachreiters auf der Kreuzvierung des Domes zu Köln.

Dieses Beispiel ist insofern sehr lehrreich, als nicht allein die 31^m38 hohe Spitze, sondern auch der, als Unterbau dienende Rumpf derselben in einer Höhe von 23^m17 ganz aus Schmiedeeisen hergestellt ist; nur die in Form einer abgekürzten achtseitigen Pyramide aufgeführte, 7^m85 hohe Substruction, welche die unmittelbare Trägerin der ganzen Eisenverbindung ist, besteht in ihren wesentlichen Theilen aus Gufseisen. Die nachfolgenden Mittheilungen über diese Bauausführung entlehnen wir einem Aufsatze, der in der »Zeitschrift für Bauwesen«, Jahrgang XII, Heft VII bis X, enthalten ist.

Als Basis der gesammten Metallconstruction dienen die 4 grofsen Gurtbogen des Transeptes, die bei einer Stärke von 1^m30 ein Quadrat von 12^m83 lichter Weite einschliefsen, und deren Scheitel in gleicher Höhe mit den übrigen Gewölben des Mittelschiffs liegen. Der Uebergang aus jenem Quadrat in eine regulär achtseitige Grundfläche wird durch vier, aus den Ecken hervorspringende, kleine Bogen aus Hausteinen gebildet, wie dies in dem, auf Tafel II dargestellten Querschnitt bei *g* angedeutet ist. Auf dieses dadurch gewonnene, mit Werksteinen abgedeckte Planum setzen in den 8 Ecken die, mit einer abgehobelten Grundplatte versehenen, gufseisernen Schuhe auf, die mittelst einer röhrenförmig ausgedrehten Muffe das Fufsende der 8 hohlen, gufseisernen Tragsäulen in sich aufnehmen, und deren Horizontalprojection die Fig. 1075 ver-

Fig. 1075.



anschaulicht. In den Figuren *e* und *f* auf Tafel II ist diese Verbindung im Detail dargestellt. Da jene Säulen vermöge ihrer geneigten Stellung — sie bilden mit dem Horizont einen Winkel von 75° — einen horizontalen Seitenschub ausüben, so ist dieser für die, verhältnifsmäfsig nur schwachen Umfassungsmauern dadurch unschädlich gemacht, dafs die oben erwähnten 8 Gufsschuhe durch eben so viele, im Durchmesser 7,8 Centim. starke Zugstangen

mit einem in der Mitte befindlichen Ringe in Verbindung treten, mit dem sie, ebenso wie mit den Grundplatten, verbolzt sind.

Der Grundrifs und Querdurchschnitt dieses, aus dünnen Blechen zusammengesetzten Spannringes ist aus den Figuren 1076 und 1077 ersichtlich. Die unverändert horizontale Lage des Zugstangensystems wird durch 4 Vertikalstangen erhalten, deren Enden an der ersten, auf den Säulenköpfen aufruhenden Gurtungsplatte befestigt sind, vergl. die Figuren 1078 und 1079. Ein achtseitiger, um die

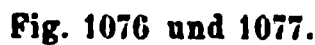


Fig. 1076 und 1077.



Fig. 1078. Fig. 1079.

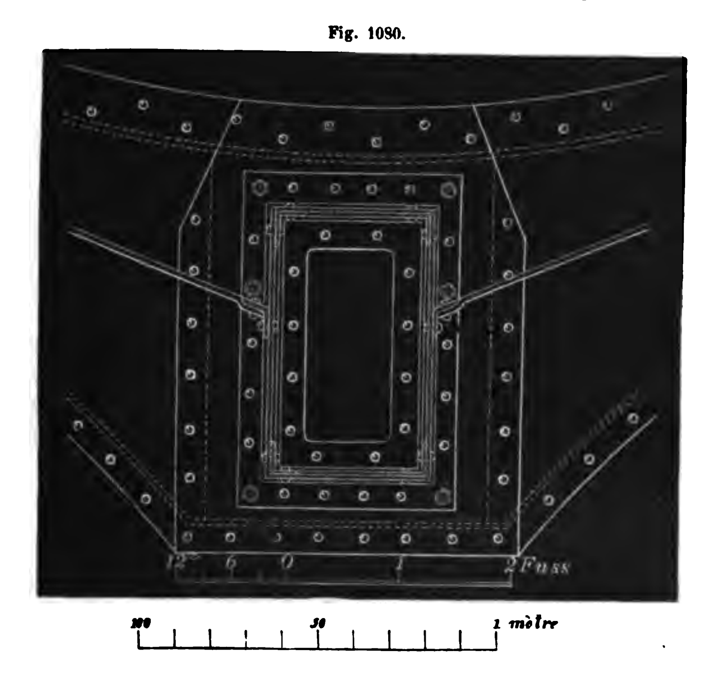
Schuhe herumgelegter Anker, dessen Spannung durch eingelegte Kuppelungen rectificirt werden kann, bildet eine continuirliche Gürtung jener 8 Schuhe.

Die 8 Tragsäulen oder Tuben haben einen äufseren Durchmesser von 53,5 und eine Wandstärke von 5,2 Centim. erhalten; sie sind bei einer Länge von 8^m06 stehend in Dammgruben gegossen und, oben wie unten, genau abgedreht, so dafs dadurch eine allseitige Berührung mit den Flanschen der Gufsschuhe und der Säulenköpfe erzielt ist. Ihre gegenseitige Verbindung wird durch zwei, in gleichen Abständen von einander angeordnete Horizontal-Gurtungen vermittelt, die mit Hülfe von zwei halbkreisförmigen Gufsringen unter sich und mit den Säulen verbunden sind; aufserdem ist noch durch Diagonalstangen einer, auf Drehung gerichteten Tendenz des ganzen Systems vorgebeugt.

Aehnlich, wie die Fufsenden der Säulen in die Schuhe eingreifen, verbinden sich auch ihre Kopfstücke mit einer gufseisernen Muffe, vergl. die Figuren *c* und *d*, Tafel II. Auf der genau abgedrehten oberen Fläche der letzteren ruht die erste, achtseitige Gurtungsplatte; dieselbe besteht aus 8 Blechplatten von 2,6 Centim. Stärke, deren Stofs über dem jedesmaligen Säulenkopfe liegt und hier durch vernietete Bleche gedeckt ist. Da auch die Gurtungsplatte einen grofsen Seitenschub auszuhalten hat, so sind zu ihrer Sicherstellung, sowohl an der äufseren, wie an der inneren Kante derselben ringsherum Winkeleisen an-

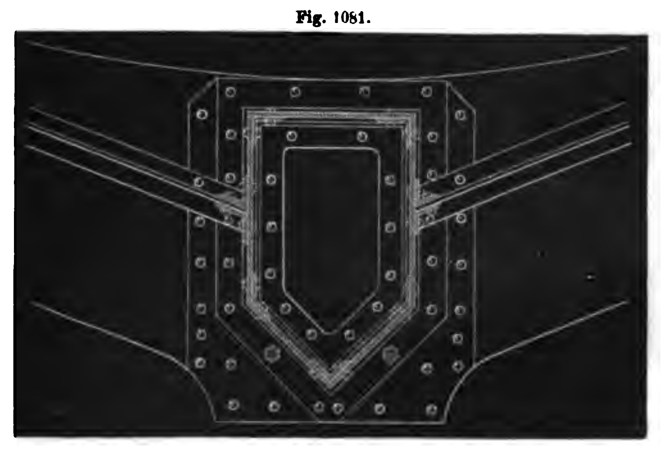
geordnet, deren Stöfse mit denen der einzelnen Plattenstücke alterniren. Ueber dieser Gurtungsplatte erheben sich nun bis zur Höhe EF, und darüber hinaus bis zur nächsten abschliefsenden Gurtungsplatte CD, Fig. g, Tafel II, die un-

Fig. 1080.



teren 8 **Ecksäulen**, welche im Ganzen eine Höhe von 12^m40 erreichen; sie sind **kastenförmig** mit rechtwinkligem Querschnitt aus 1,3 Centim. starken, gewalzten Platten mit den erforderlichen Winkeleisen construirt und, wie aus

Fig. 1081.



den Figuren *c* und *d* ersichtlich, mit der Gurtungsplatte, wie mit der gufseisernen Muffe, durch Schrauben befestigt. In Fig. 1080 ist ein Horizontalschnitt dieser hohlen Blechständer dargestellt. Mit der Gurtungsplatte CD, die in ähnlicher Weise, wie dies unten geschieht, die Köpfe der 8 Ecksäulen verbindet (vergl. die

Figuren *a* und *b*, Tafel II), sind die oberen, aus 1,3 Centim. starken Blechen bestehenden Ecksäulen vernietet; wie Fig. 1081 im Querschnitt zeigt, ist die Grundfläche derselben nicht genau regulär fünfseitig. Der von ihnen, von der Galerie ab, eingeschlossene Raum ist frei und offen geblieben. Um einen Uebergang von dem achtseitigen Unterbau zu der schmiedeeisernen Thurmspitze zu vermitteln, sind an die oberen Blechsäulen bogenförmige Ansatzstücke angeschraubt, die in einem Kranz zusammenlaufen und somit der Spitze in der Höhe *AB* ein festes Auflager verschaffen. Die letztere ist bei der bedeutenden Höhe von 31^m38 aus 8, sich nach oben verjüngenden Gitterträgern construirt; dieselben sind durch Gurtungen aus Schmiedeeisen in Abständen von 3^m13 untereinander verbunden und mittelst Diagonalen gegen Drehung gesichert. Die Figuren 1082 und 1083 geben Details dieser Verbindung.

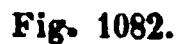


Fig. 1082.

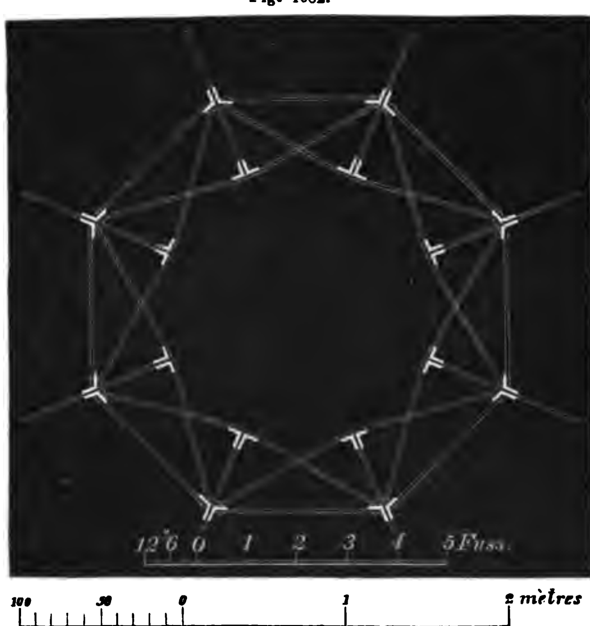


Fig. 1083.



Der höchste Punkt des auf die Spitze aufgesetzten »Stern der Weisen« liegt 112^m96 über dem Fufsboden des Kirchenschiffs.

Ein Beispiel zu einem Zeltdach, welches im Grundrifs die Form eines regulären Zwanzigecks hat, bietet das Dach über dem Otto'schen Circus (*vulgo* Renz'schen Circus) in Berlin dar. In Nachfolgendem geben wir auf den Tafeln III und IV die Details dieser Dachconstruction nach den in Wiebe's Skizzenbuch, Heft XVIII, enthaltenen Originalzeichnungen.

Die Ueberdeckung des ganzen Raumes, dessen innnerer Berührungskreis einen Durchmesser von 37^m33 hat, ist in der Weise ausgeführt, dafs von den Ecken 20, mit nach oben convergirenden Gurtungen versehene Gitterträger, Fig. 1, Tafel III, schräge ansteigen und in ihrem höchsten Punkte einen

gufseisernen, aus 20 gleich grofsen Stücken zusammengesetzten Kranz tragen, vergl. Fig. 2, auf dem eine schmiedeeiserne Laterne ruht. Die quadratischen Maschen der Träger sind durch Blechsterne und die glatten Flächen ihrer unteren Gurtungen durch profilirte Holzleisten verziert.

Da zur Aufhebung des grofsen, durch die Gittersparren ausgeübten Seitenschubes ein Zugstangensystem nicht zur Anwendung kommen konnte, so wurde dieser Schub für die, nur 3 Stein starken Umfassungsmauern durch ein System von ringsherum angeordneten eisernen Kranzplatten unschädlich gemacht. In ihrem Anschlufs an den Fufs der Sparren, vergl. die Figuren 3 und 3*a*, Tafel IV, wurden sie an die hier befindliche volle Blechwand mittelst 4 vertikal aufsteigender Eckeisen fest angeschraubt; die letzteren setzen sich auch beiderseitig an der horizontalen Unterkante derselben fort, wodurch sie eine gröfsere Stabilität erhalten. Die obere Gurtung der Sparren greift über jene Platten fort, während die untere Gurtung sich stumpf mit dem Fufs derselben verbindet.

Ein Stück der Kranzplatte ist in Fig. 3 in der Ansicht, und der nach dem Oberlicht verjüngt zulaufende Gittersparren ist in Fig. 7, Tafel IV, im Querdurchschnitt dargestellt; die letzteren haben unten in der Nähe des Auflagers eine Höhe von 78 Centim., und oben an ihrer Verbindungsstelle mit dem Kranze eine Höhe von 55 Centim. erhalten. Um sie gegen seitliche Ausbiegung sicher zu stellen, sind zwischen ihnen in doppelten Reihen übereinander bei *B* und bei *C*, vergl. die betreffenden Details der Figuren 4, 4*a*, 5 und 5*a*, Querverbindungsbogen angeordnet und diese an den Stellen, wo sie gegen die vertikale Blechwand stofsen, mittelst Winkeleisen befestigt; der gröfseren Leichtigkeit wegen wurden sie aus flachen, schmiedeeisernen Schienen hergestellt, die sich im Scheitel des unteren Bogens berühren, so dafs sich zu beiden Seiten desselben offene Zwickel ergaben, deren Ausfüllung durch Gufszinkornamente erfolgte; übrigens greift die Gurtung des Gitterträgers frei durch, während die Winkel der Querverbindung stumpf gegen dieselbe stofsen. Die Zusammenstöfse sind durch Holzspindeln charakterisirt, welche in Zapfen endigen.

Aus den Figuren 6 und 6*a* geht die Verbindung der Gittersparren mit dem oberen gufseisernen Kranze hervor; die 20 einzelnen, durchbrochen gegossenen und unten bogenförmig gestalteten Stücke des Kranzes sind nämlich an denjenigen Stellen, wo die Gurtungen der Träger sich anschliefsen, mit den erforderlichen Ausschnitten für die Eckeisen versehen, so dafs die Gitterstäbe zwischen den vertikal abwärts geführten Flanschen der Gufsstücke durchgelegt und mit ihnen verschraubt werden konnten. Der über dem Kranze sich erhebende und als Oberlicht dienende Aufsatz ist in der Weise construirt, dafs die letzten vertikalen Stäbe der Träger nach oben fortgesetzt und hier von flachen schmiedeeisernen Doppelsparren umfafst wurden, wie sich dies aus den Details der Fig. 3, Tafel III, erkennen läfst. Dicht über der Verbindungsstelle der Vertikalstäbe mit den Sparren des kleinen Kegeldaches greifen zwischen die letzteren 20 horizontal gelegte Zugstangen ein, und laufen in centraler Richtung nach der Mitte des Oberlichts, wo sie durch die Durchbohrungen eines Ringes hindurchgesteckt und im Inneren verbolzt sind, vergl. Fig. 2, Tafel IV. Wenn nun auch der Horizontalschub der Sparren auf diese Weise aufgehoben ist, eine Kraft, die hier durch das Anhängen eines kolossalen Kronleuchters an die Spitze des Kegeldaches noch bedeutend vergröfsert worden, so vermissen wir doch ungern die zwischen den Vertikalstäben nothwen-

digen Kreuzverstrebungen, nicht allein deshalb, weil die schwachen, 2,6 Centim. starken und 10,4 Centim. breiten, auf Zerknicken in Anspruch genommenen Stäbe ihrer geringen Seitensteifigkeit wegen einiger Stützpunkte bedürfen, sondern besonders auch aus dem Grunde, weil durch solche Diagonalstangen einer drehenden Bewegung des ganzen Systems nothwendig vorgebeugt werden mufs. Das Nichtvorhandensein der in diesem Sinne wirksamen Verbandstücke kann unter Umständen von nachtheiligen Folgen begleitet sein. Auch bietet der oben erwähnte schmiedeeiserne Ring keine durchaus sichere Garantie gegen eine Störung des Gleichgewichts. Eine seitliche Verbiegung desselben, wodurch die Zugstangen theilweise ihre centrale Richtung verlieren, kann schon für sich allein, und zwar besonders bei schiefer Belastung des Daches, eine drehende Bewegung veranlassen. Mit Rücksicht hierauf würde ein im Sinne der Figurer 1076 und 1077 zusammengesetzter Ring unzweifelhaft vorzuziehen sein.

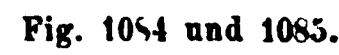
Endlich ist noch aus den beiden, zu 1 Taf. IV gehörigen Figuren die Verbindung der in der Spitze des kleinen Kegeldaches zusammentreffenden Sparren zu erkennen; die Köpfe derselben greifen zwischen zwei volle gufseiserne Scheiben, die durch einen 3,9 Centim. starken Bolzen zusammengehalten werden; an dem, in Form einer Oese angearbeiteten Kopf dieses letzteren findet der grofse Kronleuchter seine Befestigung. —

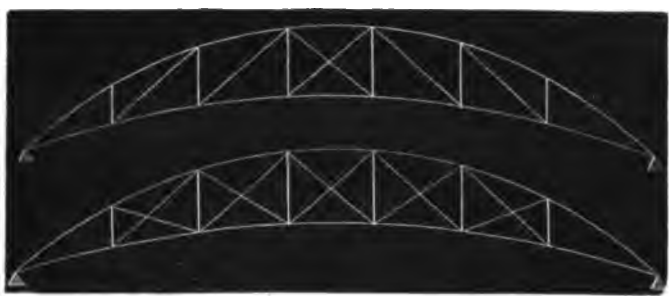
3) Parabeldächer.

Dieselben kamen zuerst in England, und zwar für gröfsere Bahnhofshallen zur Ausführung, da die gesteigerten Verkehrsverhältnisse, sowie der Umstand, dafs bei beschränkter Räumlichkeit die einzelnen Säulen der Halle beim Entgleisen eines Zuges einer augenscheinlichen Gefahr ausgesetzt waren, schon lange auf die Nothwendigkeit hinwiesen, möglichst grofse Räume frei und leicht, unter Vermeidung aller überflüssigen Stützpunkte zu überspannen. Die in dieser Weise construirten Träger erhalten gewöhnlich eine obere parabolische und eine untere horizontale Gurtung, so dafs sich dadurch Systeme ergeben, wie sie bereits im zweiten Kapitel unter den Figuren 475 bis 478 zur Darstellung gebracht sind. Indem wir dabei hinsichtlich der Inanspruchnahme der einzelnen Constructionstheile auf das verweisen, was an jener Stelle nach Mafsgabe des verschiedenen Belastungszustandes des Trägers ausführlich erörtert worden, bemerken wir noch, dafs eine weitere Modification dieser Systeme aus einer veränderten Anordnung der unteren gezogenen Gurtung hervorgeht. Da nämlich die Ordinatenhöhen in den einzelnen Knotenpunkten des Trägers in einem bestimmten Verhältnifs zur Spannweite und zur Belastung desselben stehen, so würden sich unter ungünstigen Bedingungen für die Vertikalen, namentlich in der Mitte des Trägers, so grofse Längen ergeben, dafs es mit Rücksicht auf gröfsere Seitensteifigkeit derselben vorzuziehen ist, auch die untere Gurtung polygonal in einer aufwärts steigenden Richtung anzuordnen. Träger von solcher Form sind unter dem Namen der Sichelträger bekannt; sie erhalten doppelte parabolische Gurtungen, wobei die obere am zweckmäfsigsten zwischen den Eckpunkten stetig und continuirlich gekrümmt, die untere dagegen in einer gradlinig gebrochenen Form construirt wird, deren Ecken in einer Parabel liegen.

Die Figuren 1084 und 1085 zeigen zwei Systeme derselben mit einfachen, resp. mit kreuzweise zwischen den Vertikalen eingelegten Diagonalstangen.

Auch bei diesen Trägern erfolgt die gröfste Inanspruchnahme der Gurtungen bei voller und gleichmäfsiger Belastung, jedoch mit der Modification, dafs diese in beiden Gurtungen von der Mitte nach den Auflagerenden


Fig. 1084 und 1085.



allmählig zunimmt. Bei Parabelträgern mit horizontaler unterer Gurtung sind bekanntlich die Zugspannungen unter derselben Voraussetzung in allen Abtheilungen der letzteren gleich grofs.

Für die Spannung der Diagonalen, der einfachen wie der gekreuzten, gilt auch bei den sichelförmigen Trägern ganz dasselbe, was bei den gewöhnlichen Parabelbalken mit horizontaler unterer Gurtung hierüber bemerkt worden; diese Spannung ist nämlich bei voller und gleichmäfsiger Belastung gleich Null, und erreicht bei partieller Belastung ihr Maximum.

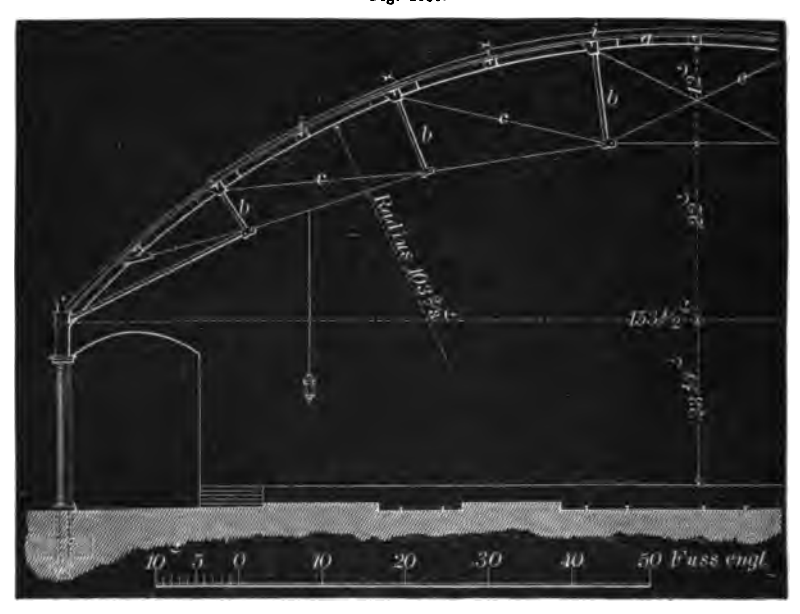
Die vertikalen Verbandstücke der Sichelträger erleiden bei gleichmäfsiger Belastung eine Zugspannung, und bei partieller Belastung, falls die unten sich mit ihnen verbindenden Diagonalen gezogen werden, eine Druckspannung. Aus diesem Grunde, und mit Rücksicht darauf, dafs die Vertikalen überdies zur seitlichen Aussteifung des Trägers beizutragen haben, müssen sie jedesmal einen Querschnitt erhalten, welcher der im Maxim. berechneten Druckkraft zu widerstehen im Stande ist.

Anstatt die Stützen vertikal zu stellen, giebt man ihnen auch wohl eine Stellung in centraler Richtung; eine solche Trägerform zeigen beispielsweise die Binder der Dachconstruction der Lime-Street-Station in Liverpool.

Die Halle ist, vergl. »Zeitschrift für Bauwesen«, Jahrgang IX, Heft VI bis IX, 374′ (engl.) lang, 153½′ tief, und, wie Fig. 1086 im Querdurchschnitt zeigt, in der Mitte über der Oberkante der Schienen 57¼′ hoch; sie ist durch ein Dach mittelst sichelförmiger Träger überspannt, deren obere Gurtung in Kreisform mit einem Halbmesser von ca. 104′ Länge construirt wurde. Die in Entfernungen von 21½′ aufgestellten Hauptbinder *a* ruhen an der einen Langseite der Halle auf gufseisernen Balken, die durch eiserne Säulen unterstützt werden, an der anderen Langseite in den Mauern des Empfangshauses. Jeder dieser Binder besteht aus einer 9″ hohen T-förmig gewalzten Eisenschiene, die durch 6 radial gestellte schmiedeeiserne Streben *bb*... ihre vertikale Aussteifung erhält; die Köpfe und Füfse der letzteren sind durch die Rundstangen *cc*... verbunden. Indem die polygonale Zugstange keinen Horizontalschub des Trägers gestattet und das Endauflager desselben in einer unverrückbaren Lage erhält, ist auf diese Weise ein Balkensystem entstanden, bei welchem die

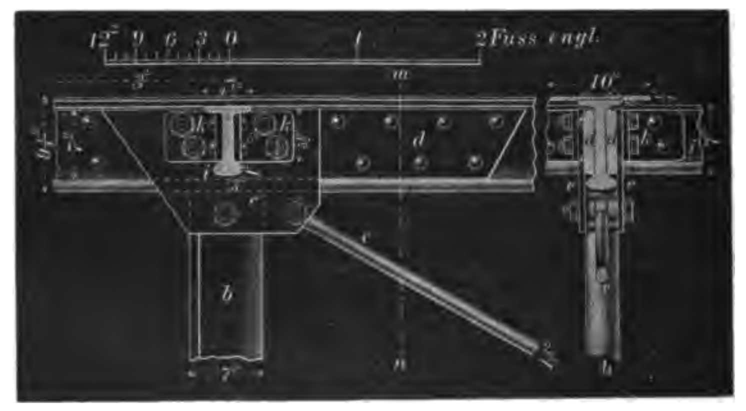
Spannung der einzelnen Constructionstheile im Sinne der einleitend gegebenen Bemerkungen erfolgt.

Fig. 1086.



In Fig. 1087 ist ein Hauptknotenpunkt der oberen Gurtung, und in Fig. 1088 ein vertikaler Durchschnitt nach der Linie *mn* dargestellt; aus beiden Figuren läſst sich ersehen, daſs die T-förmige Schiene im Kopf $4\frac{1}{2}''$ breit und

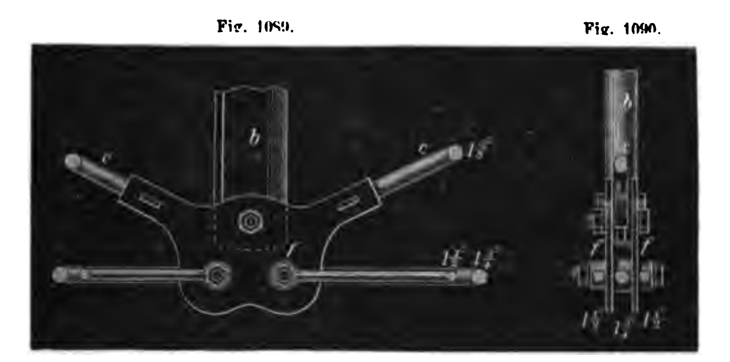
Fig. 1087. Fig. 1088.



$\frac{1}{2}''$ stark ist, während die wulstige Form des Fuſses eine Breite von 3″ und eine mittlere Stärke von 1″ hat; die Stärke der vertikalen Rippe beträgt $\frac{7}{8}''$. Die gekrümmte Schiene wurde in ihrer ganzen Ausdehnung aus sieben, stumpf gegeneinander gestoſsenen Stücken zusammengesetzt, deren Länge gleich der Weite des Zwischenraums zwischen 2 radialen Stützen ist. Ueber die dadurch entstandenen 6 Stöſse sind die Stoſsplatten *dd* von 6′ Länge aus Flacheisen,

von 7″ Breite und $\frac{7}{16}$″ Stärke, genietet. Da die Druckspannungen in der oberen Gurtung von der Mitte nach den Enden hin successive zunehmen, so wurden hier die Stofsplatten auf 27′ Länge an den T-förmigen Schienen durchgeführt und mit ihnen durch Nietung verbunden.

Fig. 1089. Fig. 1090.



Die Stützen *b* haben bei 7″ Breite einen ähnlichen Querschnitt, wie die T-förmigen Schienen, und stofsen mit ihrem Kopfende stumpf gegen die letzteren, wobei sie zwischen den Blechlappen *ee* fest verbolzt sind. Dieselben Lappen dienen gleichzeitig zur Befestigung der Diagonalstangen *c*, die aus $1\frac{3}{8}$ zölligen Rundeisen bestehen und deren Fufsenden zwischen den Kuppelplatten *ff*, vergl. die Figuren 1089, 1090 und 1091, durch Keilstellung feste Stützpunkte erhalten. Auch die Streben und die Zugstangen finden hier, wie aus diesen Figuren hervorgeht, ihre Befestigung; die letzteren bestehen in den 5 mittleren Feldern aus d r e i f a c h e n Rundstangen, von denen die mittlere

Fig. 1091.

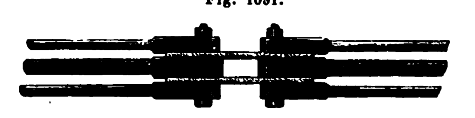
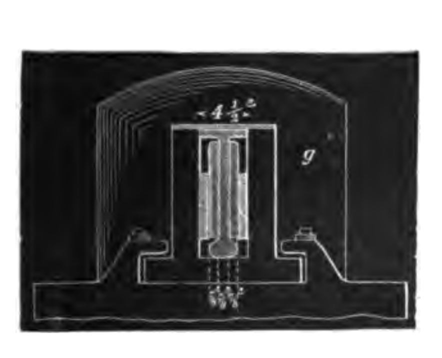
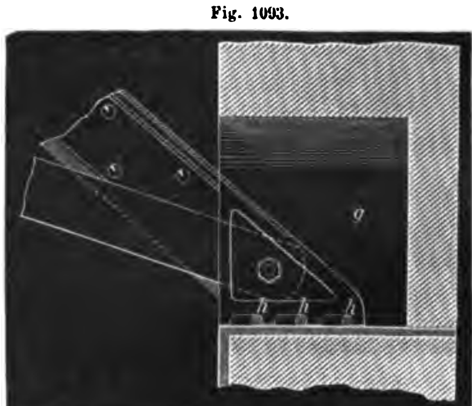


Fig. 1092. Fig. 1093.





etwa $1\frac{3}{4}$″, die beiden äufseren $1\frac{1}{2}$″ im Durchmesser stark sind. In den beiden E n d f e l d e r n werden diese Stangen durch je 2 hochkantig gestellte F l a c h - s c h i e n e n von 6″ Höhe ersetzt.

Die Binder ruhen an der einen Frontseite der Halle in gufseisernen S c h u - h e n, die auf den Säulen lagern; an der anderen Seite erhalten sie in einer Mauervertiefung *g* ihren Stützpunkt, Fig. 1092 und 1093, und zwar auf 3 gufs-

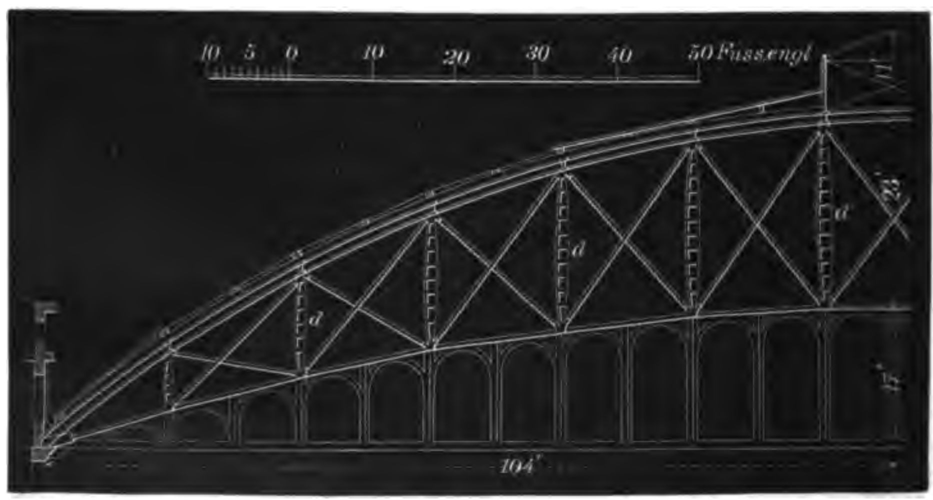
eisernen **Rollen** *hh*, die sich in 3″ Spielraum auf gehobelten gufseisernen Platten bewegen, wodurch die, durch wechselnde Temperaturverhältnisse hervorgerufenen Längenveränderungen compensirt werden.

Zum Zweck einer regelmäfsigen **Längenverbindung** sind zwischen den Bindern die T-förmigen Fetten *ii*, vergl. die Figuren 1086, 1087 und 1088, nach der Längenrichtung der Halle durchgelegt und mittelst der Winkel *kk* an die Blechlappen *ee* befestigt; ihre Anordnung erfolgte in der Weise, dafs sowohl auf jede Stütze, wie auch auf die Mitte zwischen zweien derselben eine Fette trifft. Aufserdem kommen noch in diagonaler Richtung eingelegte Zugstangen von 1″ Durchmesser vor, die in Verbindung mit ebenso starken horizontalen Rundstangen zwischen je 2 Bindern angeordnet sind.

Die **Eindeckung** des Daches erfolgte mit gewelltem, **verzinktem Eisenblech**, welches jedoch nach der Längenrichtung von 3 Oberlichtern durchbrochen wird; die Tafeln sind 7½′ lang und 2⅔′ breit, und wiegt der □ Fufs (No. 16) etwa 3⅓ ℔. Ueber den gufseisernen Säulen von 2′ Durchmesser und 17′ Höhe bildet das darüber befindliche Gebälk zugleich die Dachrinne, aus welcher das Wasser durch die Säulen in einen unterirdischen Kanal geleitet wird.

Ein anderes Beispiel dieser Constructionsart giebt eine der gröfsten Stationshallen der Welt, der **Centralbahnhof in Birmingham**. Der durch ein **einziges** Dach überdeckte Raum hat eine Länge von 840′ engl. und eine lichte Tiefe von 208′; derselbe umfafst demnach ca. 7 Morgen.

Fig. 1094.

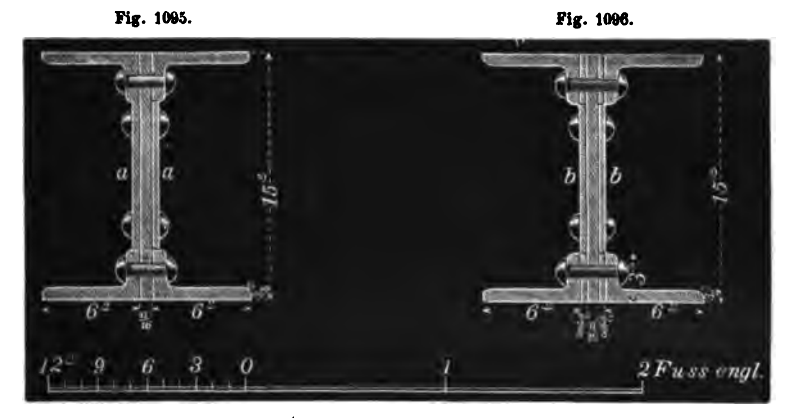


Wie aus dem Querdurchschnitt, Fig. 1094, hervorgeht, bestehen die Hauptbinder aus einem combinirten System von **Blechbalken** und von **vertikal** gestellten schmiedeeisernen **Stützen**, deren Kopf- und Fufspunkte in allen Trägerfeldern durch **Kreuzdiagonalen** in Verbindung treten. Die obere Gurtung des Trägers ist nach einem Kreisbogen geformt, dessen Sehne 208′ und dessen Pfeilhöhe 40′, also etwa ⅕ der Spannweite, beträgt. Auch die untere Gurtung hat hier eine polygonale Form und besteht dieselbe aus Einzelstücken, die in den Eckpunkten mit den übrigen hier zusammentreffenden Con-

structionstheilen durch elegante Verbindungen zu einem unverschiebbaren Ganzen vereinigt sind.

Die Hauptbinder ruhen in Entfernungen von 24′ mit ihrem einen Ende in der nur $1\frac{1}{2}$′ starken Mauer des Stationsgebäudes, mit ihrem anderen Ende auf starken eisernen Säulen, deren Verbindung untereinander, nach der Längenrichtung der Halle, durch gufseiserne Kopfbalken vermittelt wird. Je nach Beschaffenheit der Terrainoberfläche, welche hier sehr veränderlich ist, variirt die Höhe dieser Säulen, deren Durchmesser 2′ beträgt, zwischen 30 und 35′.

Fig. 1095. Fig. 1096.



Die obere Gurtung jedes Hauptträgers ist, wie Fig. 1095 im Detail zeigt, als ein einfacher Blechträger, und zwar ohne Gurtungsplatten construirt; derselbe wurde aus Blechen von 15″ Höhe, $\frac{11}{16}$″ Stärke, und aus 4 Winkeleisen von 3″ und 6″ Schenkellänge bei $\frac{3}{4}$″ Stärke zusammengesetzt; der Gesammtquerschnitt beläuft sich auf ca. 35 □Zoll. Ueber die Stöfse wurden die $\frac{3}{8}$″ starken Stofsplatten *aa* aufgenietet. An beiden Enden, wo die Druckspannung am gröfsten, erhält der Träger, wie aus dem Detail Fig. 1096 ersichtlich, durch zwei Bleche *bb* von $\frac{3}{8}$″ Stärke eine wesentliche Verstärkung.

Fig. 1097.

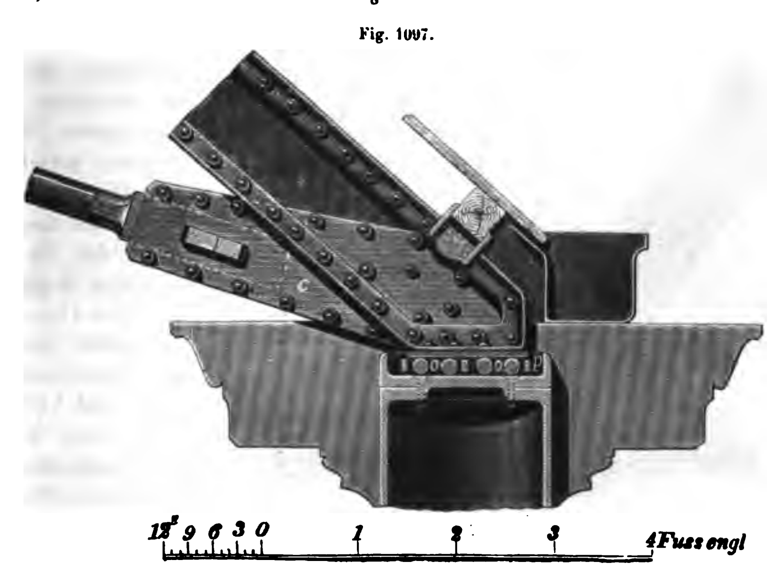


Fig. 1098.



Die polygonale untere Gurtung jedes Hauptbinders besteht aus 4″ im Durchmesser starken Rundstangen, deren Einzellänge ca. 16′ beträgt; ihre Endbefestigung geschieht im Fufspunkte der Streben durch Muffen mit Rechts- und Linksgewinden. An beiden Endauflagern aber wird diese Befestigung durch starke Doppellaschen *c*, Fig. 1097, mittelst Keile bewerkstelligt, die zwischen die Seitenbleche *bb*, Fig. 1096, und die vertikale Blechwand der oberen Gurtung eingreifen.

Die Vertikalen *dd*... sind aus 4 Winkeleisen *ee*, vergl. die Figuren 1098, 1099 und 1100, von $2\frac{1}{4}''$ Schenkellänge und $\frac{3}{8}''$ Stärke zusammengesetzt; an den Enden wurden dieselben mit entsprechend geformten Gufseisenstücken verschraubt und in ihrer Mitte weiter auseinander gebogen, so dafs sie dadurch eine anschwellende Form erhielten.

Fig. 1099.

Fig. 1100.

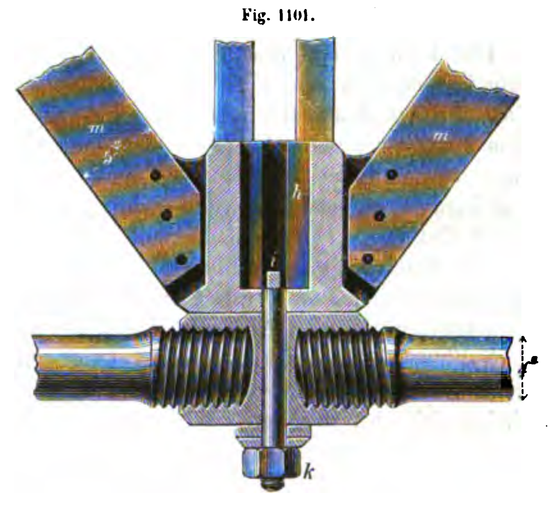


In den auf diese Weise gebildeten Zwischenraum wurden zwischen die 4 Winkeleisen passende Gufseisenstücke *f*, Fig. 1098, in Kreuzform eingelegt und diese durch sich überkreuzende, aber nicht in derselben Horizontalebene liegende Bolzen *g* verschraubt.

Die Art und Weise, wie das untere Ende der Streben mit den Zug- und Diagonalstangen verbunden ist, geht aus den Figuren 1099, 1100 und 1101 hervor. Man bediente sich zu diesem Zweck eines extra gegossenen Fufsstückes *h*, welches in seinem

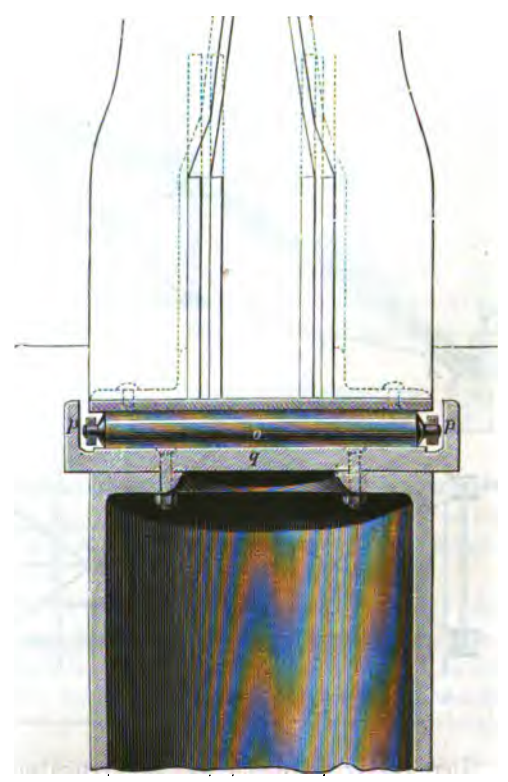
Innern eine kreuzförmige Höhlung enthält. Mitten auf die Muffe *l* aufgesetzt, erhält jenes Stück durch den T-förmigen Bolzen *i* seine Befestigung, der, durch die Muffe durchgreifend, unterhalb derselben durch eine Schraubenmutter *k* angezogen wurde. Die Diagonalstangen *mm* sind 5″ breit und $\frac{3}{4}$″ stark; jede derselben ist in den Kopf- und Fufsstücken der Streben zwischen zwei Lappen *nn* mittelst dreier Schrauben befestigt, wie dies aus den zuletzt erwähnten Figuren zu ersehen.

Fig. 1101.



Zur Herstellung einer Diagonal-Längenverbindung sind auf den Hauptbindern in der cylindrischen Aufsenfläche des Daches Kreuzbänder aus $1\frac{1}{2}$-zölligen Rundstangen angebracht.

Fig. 1102.



Das Oberlicht nimmt fast die Hälfte der ganzen Dachfläche ein, während im Uebrigen das Dach mit verzinktem, gewelltem Eisenblech eingedeckt ist. Das Glas ist geriffelt, $\frac{3}{8}$″ stark und in Tafeln von 6′ Länge u. $1\frac{1}{3}$′ Breite zur Verwendung gekommen.

Wie bereits oben bemerkt, finden die Hauptbinder des Daches mit ihrem einen Ende in der Mauer des Stationsgebäudes ihre Unterstützung, mit der sie fest verankert sind; mit dem anderen Ende ruhen sie auf 4 Stahlwalzen *oo*, Fig. 1097 und 1102, von $2\frac{1}{4}$″ Durchmesser, die auf gehobelten, mit den Säulen verschraubten gufseisernen Platten *q* sich frei bewegen können: ihre unveränderlich parallele Lage wird durch die eiserne Zarge *p* gesichert, in deren Seitenwände die Walzen mittelst angedrehter Zapfen eingreifen.

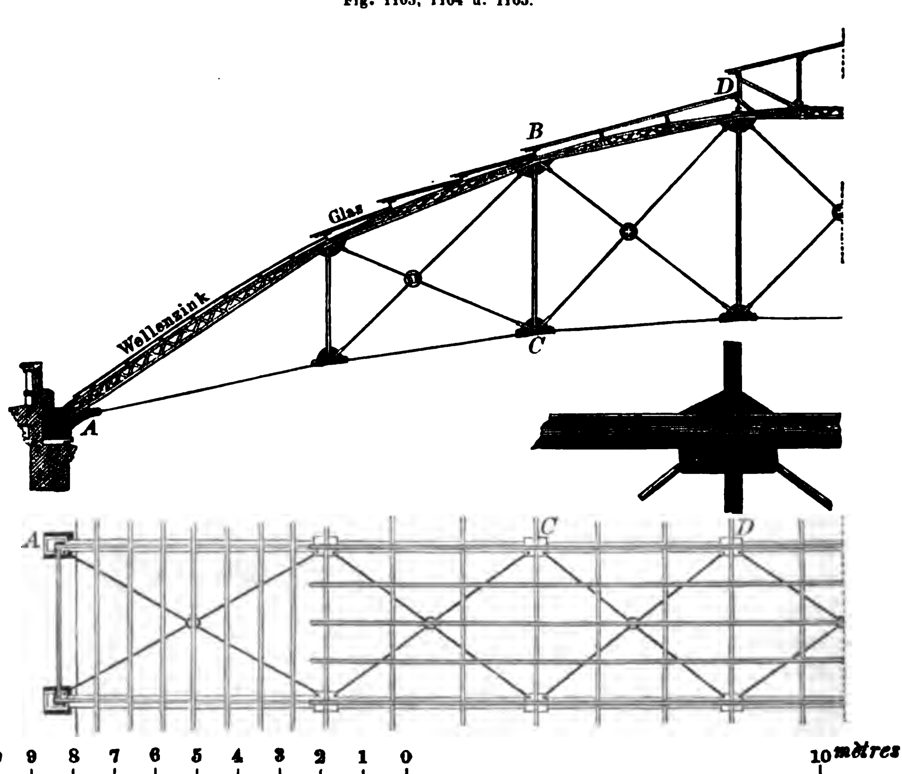
Die Wasserableitung findet durch die hohlen Säulen statt; jede von den letzteren wiegt ca. $5\frac{1}{2}$ Tons, à 20 Ctr.

Die in neuerer Zeit zur Ausführung gekommenen **Bahnhofshallen in Berlin** überspannen fast übereinstimmend einen Raum von 37^m5 Tiefe; sie enthalten zwei Perrons von je 6^m25 bis 7^m Breite und einen dazwischen befindlichen, für **fünf** Bahngeleise bestimmten Raum von 24^m Breite.

Die **Länge der Halle** ist im Allgemeinen von der Länge des Zuges abhängig, insofern dieser in seiner ganzen Ausdehnung unter dem bedeckten Raume Platz finden mufs, damit das Publikum beim Ein- und Aussteigen vor jedem Unwetter geschützt werde. Da nun jeder Wagen durchschnittlich eine Länge von 11^m3 = 3 Ruthen hat und die mittlere Länge eines Zuges auf 50 Achsen angenommen werden kann, so würde dies eine Länge der Halle von 50 Ruthen = 188^m28 bedingen.

Fig. 1103 zeigt die Hälfte eines von denjenigen **Sichelträgern**, die zur Ueberdeckung der zum **Niederschlesisch-Märkischen** Bahnhofe in **Berlin** gehörigen Halle in Anwendung gekommen sind. Dieselbe, zwischen den beiden Flügeln der Abfahrts- und Ankunftsseite liegend, hat eine Länge von 208^m36 und eine Tiefe von 37^m5 erhalten. Die Auflagerpunkte der Träger befinden sich über der Perronfläche in einer Höhe von 15^m7.

Fig. 1103, 1104 u. 1105.



Der Träger ist durch **sechs** Vertikalen in fünf mittlere Felder getheilt, deren Breite 5^m02 beträgt, während die Breite der beiden dreieckigen Endfelder, in Uebereinstimmung mit der gleichen Dimension der darunter befindlichen Perrons, auf 6^m58 festgesetzt wurde. Kopf- und Fufspunkte zweier benach-

barter Vertikalen sind durch Doppeldiagonalen untereinander verbunden und diese in ihrem Kreuzpunkte mit einem kräftigen Schlosse versehen, welches ein weiteres Nachspannen der Verbindung gestattet.

Mit Rücksicht auf den beträchtlichen Abstand der Vertikalen von einander wurde die obere Gurtung des Trägers in dieser Strecke überall in Form eines Parabelbalkens construirt, bestehend aus zwei sanft gekrümmten Rahmstücken, die, durch schwache Gitterstäbe ausgesteift, in den Knotenpunkten des Hauptsystems sich vereinigen. Die gröfste Höhe dieser, die Nebensysteme enthaltenden Parabelbalken beträgt nur 40 Centim.

Die untere Gurtung besteht aus schmiedeeisernen Platten, die flach verlegt wurden und in den einzelnen Knotenpunkten mittelst eines vertikal aufgestellten Bleches mit den übrigen Verbandstücken in Verbindung treten.

Für den Abstand zweier Binder von einander war auch hier die Achsentheilung der Fenster in der Aufsenfront der Halle mafsgebend; diese Weite beträgt durchweg 3^{m}76; in solchen Entfernungen stellte man daher auch die Sichelträger auf und verband je zwei derselben, wie aus dem Grundrifs, Fig. 1104, ersichtlich, durch Kreuzbänder zu einem System. Diese Bänder befinden sich, vergl. auch das Detail des Knotenpunktes *C*, Fig. 1105, in beiden Gurtungen, indem sie die zu einem Paar gehörigen Träger in ihren einzelnen Feldern untereinander verspannen. Da die Halle im Ganzen 54 Binder enthält, so sind demnach 27 solcher aneinander geknüpften und seitlich versteiften Systeme vorhanden.

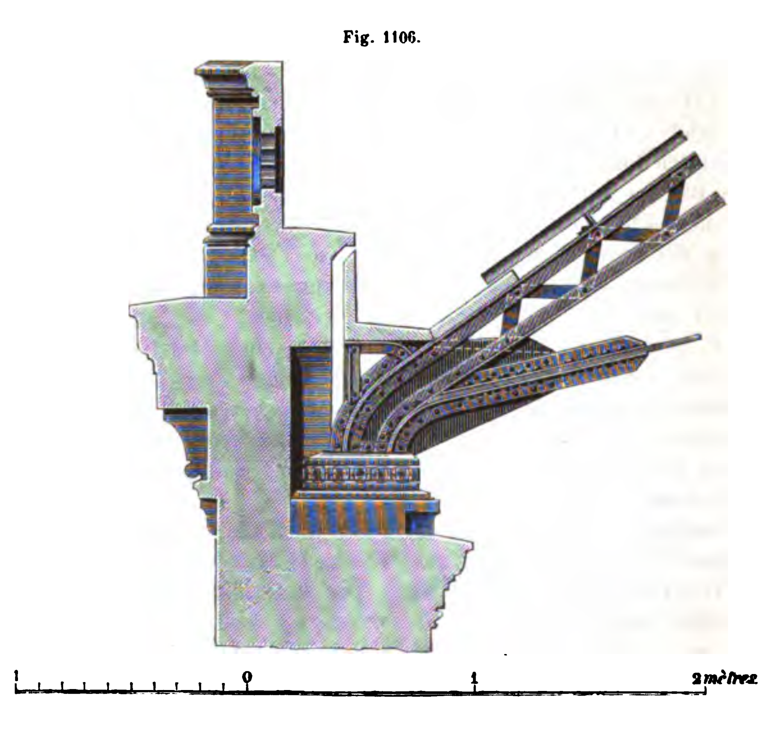
Zur weiteren Längenverbindung dienen auch die, auf der oberen Gurtung aufruhenden Fetten, die theils aus Winkeleisen bestehen, theils als ganz leichte Gitterbalken construirt sind. Der Stofs dieser, durchschnittlich 11^{m}25 langen Fetten findet nicht über den Bindern, sondern zwischen denselben statt und zwar alternirend in der Weise, dafs die Stofsverbindung der 1. und 4. Fette zwischen den Bindern 1 und 2, die der 2. und 5. zwischen den Bindern 2 und 3 liegt, u. s. w. Der Stofs ist überall ein offener und durch Laschen mit länglichen Bolzenlöchern hergestellt, sodafs dadurch eine ungehinderte Bewegung der Fetten ermöglicht ist. Die Endstücke derselben, welche in die Giebelmauer eingreifen, sind mit dieser durch kräftige Ankerschienen und Splinte verbunden.

Damit die durch Temperaturverhältnisse eintretende Bewegung der Träger ohne nachtheilige Einwirkung auf das Mauerwerk zum Ausgleich gelangt, ist nur das eine Ende derselben als fest, das andere dagegen als beweglich construirt worden. Das erstere ruht auf einem glatt bearbeiteten, festen Sandstein, während das verschiebbare Auflager durch ein System von 5 Walzen vermittelt wird, deren beiderseits angedrehte Zapfen in eine schmiedeeiserne Zarge greifen.

Fig. 1106 stellt hiernach das Auflagerende im Punkte *A* im Detail dar. An einer, zwischen die Schenkel der Winkeleisen eingelegten und mit diesen vernieteten Vertikalplatte findet zugleich der Anschlufs der unteren Gurtung statt. Da diese, wie bereits bemerkt, aus einer flach verlegten Platte besteht, so mufste die letztere in einen, aus dem Vertikalblech herausgenommenen Ausschnitt hineingeschoben und hier durch 4 anschliefsende Winkel befestigt werden. Die Unterstützung der hölzernen Kastenrinne erfolgt durch zwei rechtwinklig aufeinander gestellte Winkel; dieselben finden ihren Stützpunkt an zwei anderweitigen Eckeisen, die an das vortretende Einlageblech angenietet sind.

Fig. 1107 veranschaulicht das Detail des Knotenpunktes bei *B*. Auch hier kam eine Einlageplatte in Anwendung, an die sich sowohl die Vertikalen, wie die Diagonalen anschliefsen, die letzteren mit Hülfe doppelter Laschen. Das Vertikalblech dient zugleich als Stofsplatte für die Winkeleisen der Gurtung, deren abstehende Schenkel durch eine besondere Platte gedeckt werden.

Fig. 1106.

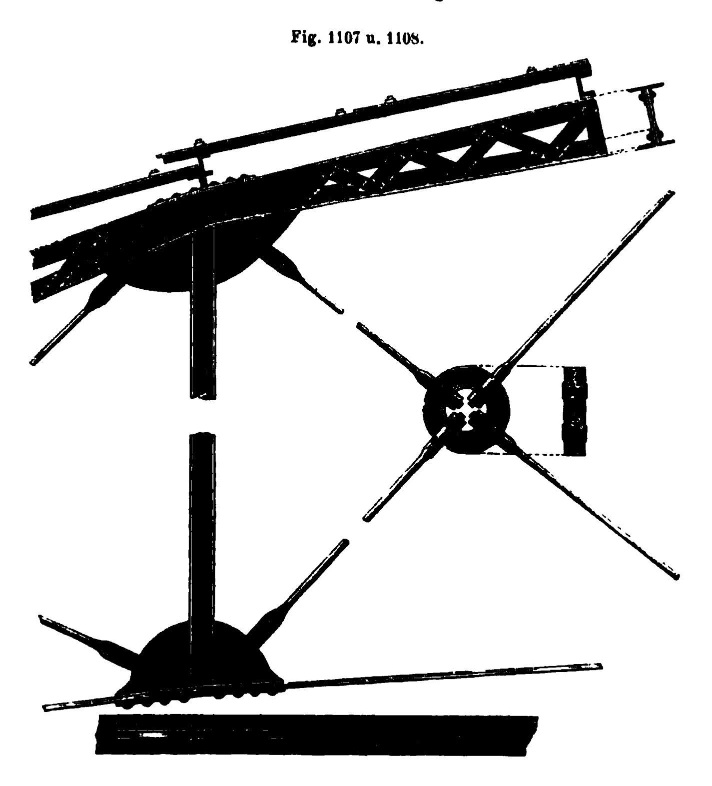


In ganz ähnlicher Weise ist auch die Verbindung im unteren Knotenpunkte *C*, Fig. 1108, bewirkt worden. Die Befestigung der beiden, hier rechtwinklig aufeinander stehenden Platten geschieht theils durch 2 Winkel, theils durch ein untergelegtes Stofsblech. Das im Kreuzpunkte der Diagonalen befindliche Schlofs ist, wie aus der Ansicht und dem Durchschnitt desselben hervorgeht, in seinem vollen Querschnitte I-förmig gestaltet und somit ausreichend im Stande, einer gröfseren Zugwirkung zu widerstehen. An denjenigen Stellen, wo die Diagonalen den Steg des Schlosses durchdringen, ist demselben durch eine cylindrische Abrundung die nothwendige Verstärkung zu Theil geworden. Um einen vollkommenen Anschlufs der Schraubenköpfe zu erzielen, wurden an der Wandung der inneren kreisförmigen Oeffnung 4 Unterlagsstücke erforderlich, wie aus den letzten Figuren gleichfalls zu ersehen.

Der über den beiderseitigen Perrons liegende Theil des Daches ist mit gewelltem Zinkblech auf untergelegten Winkelfetten eingedeckt; es geschah dies in der gewöhnlichen Art und Weise, wie solche bereits früher erörtert worden. Dagegen erfolgte die Eindeckung des ganzen mittleren Theils, incl. des Lichtkoffers, mit Aachener Rohglasplatten von 1,3 Centim. Stärke, zu welchem Zweck diese Fläche in eine gröfsere Anzahl von Pultdächern getheilt wurde; dieselben gestatten nicht allein, die Glastafeln unter einem passenden Neigungsverhältnifs zu verlegen, sie boten auch zugleich die

Möglichkeit dar, der mehr oder minder verdorbenen Luft durch die hierdurch entstehenden Zwischenräume einen freien Abzug zu verschaffen.

Fig. 1107 u. 1108.



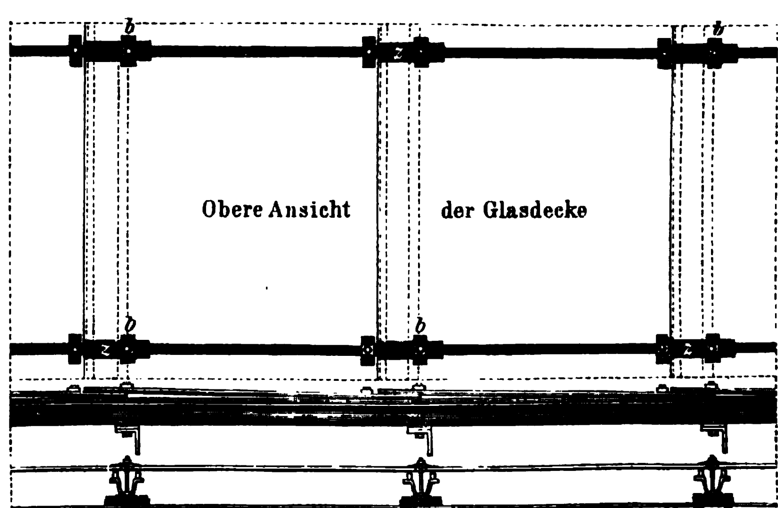
Die Eindeckung der Glastafeln wurde hier mittelst Rinnensparren, Schrauben und Bügeln, und zwar fast unverändert nach derselben Methode ausgeführt, wie sie zuerst bei der Bahnhofshalle in Darmstadt, und dann bei den Markthallen, sowie bei der Görlitzer Bahnhofshalle in Berlin in Anwendung kam. Es konnte diese Eindeckungs-Art als ein erster Versuch gelten, alle diejenigen Uebelstände zu beseitigen, welche die bisherige Methode unter Anwendung der gewöhnlichen Sprosseneisen im Gefolge hatte.

Es ist bekannt, dafs der Anschlufs der Glasplatten an die vertikale Rippe der Sprosseneisen, wegen der durch Temperatur-Einflüsse entstehenden Bewegungen im Dache, auf die Dauer nicht wasserdicht zu erhalten ist, dafs vielmehr das bei Schlagregen durchsickernde Wasser in die sich öffnende Fuge zwischen den Kitt und jene Rippe eindringt und dann unterhalb der Glasfläche abtröpfelt. Diesem Uebelstande glaubte man früher durch eigenthümlich profilirte, in den Figuren 996b, c und d zur Darstellung gebrachte, Sprosseneisen abhelfen zu können. Dieselben haben sich jedoch nicht bewährt und sind seitdem als untauglich verworfen worden. Vortheilhafter macht man von zinkenen Rinnen Gebrauch, welche, dekorativ profilirt und unterhalb eines jeden Sprosseneisens mittelst besonderer Zinkbänder angehängt, das von ihnen aufgenommene Wasser in eine gemeinschaftliche Sammelrinne abführen. Eine solche Anordnung findet sich beispielsweise bei der Eindeckung der Vestibule und der grofsen Halle des Ostbahnhofes in Berlin.

Um dem erwähnten Durchdringen von Schnee- und Regenwasser möglichst vorzubeugen, bediente man sich bei der Glas-Eindeckung der Halle des Niederschlesisch-Märkischen Bahnhofes rinnenförmig gestalteter Sparren in der U-Form (Zorès-Eisen), die sich von den, durch die Figuren 531 und 532 veranschaulichten Profilen dadurch unterscheiden, dafs sie in der umgekehrten Form und Lage zur Verwendung kamen. Diese Sprosseneisen liegen, wie aus Fig. 1104 ersichtlich, über jedem Sichelträger und aufserdem in Abständen von je $\frac{1}{4}$ der Zwischenweite zwischen zwei Bindern, sodafs sich dadurch für jede Bahn eine Breite der Glastafeln von 0^m91 ergab; ihre Länge ist nach der der Pultdächer verschieden und beträgt durchschnittlich 1^m1.

Fig. 1109 zeigt in gröfserem Mafsstabe die obere Ansicht der Glasdecke, Fig. 1110 einen Längen- und Fig. 1111 einen Querdurchschnitt durch

Fig. 1109, 1110 und 1111.



dieselbe. Aus der letzteren Figur ist der Querschnitt der umgekehrt U-förmigen Sprosseneisen deutlich erkennbar. Indem man hierbei auf einen engen Anschlufs der nebeneinander liegenden Tafeln *a priori* verzichtete, liefs man zwischen denselben eine Spalte von 2,5 Centim. Breite, damit das über den Rand der Tafeln treibende Wasser von den Sparrenrinnen aufgenommen und sicher abgeführt werde. Bei dieser Anordnung war es nöthig, die Flanschen der letzteren, auf welchen die Glasplatten aufruhen, mit stufenförmigen Absätzen zu versehen, da der unterhalb derselben verbleibende gröfsere Zwischenraum durch die Kittfuge allein nicht wasserdicht ausgefüllt werden konnte. Zu diesem Zweck dienen die mit *k* bezeichneten schmiedeeisernen Keilstücke, wie dies aus den Detailzeichnungen der Fig. 1112 und 1113 näher ersichtlich. Dieselben wurden bei einer constanten Breite von 1,3 Centim. und mit einer variablen Höhe, welche das Maxim. von 1,6 Centim. nicht überschreitet, auf dem Hüttenwerk zu Hörde in Westphalen stückweise angefertigt und auf die oberen Flanschen der Sparrenrinnen mittelst versenkter Ober- und Unterköpfe aufgenietet.

Um zu verhüten, dafs die Glastafeln durch den Stofs des Windes abgehoben

werden, sind je 2 benachbarte an den zur Dachneigung parallelen Saumkanten, und zwar am oberen und unteren Ende, mittelst zweier kräftiger Bolzen auf ihrem Unterlager festgehalten; dieselben greifen hier durch die übergesteckten eisernen Bügel *bb* und sitzen mit einem sogen. »Bunde« auf der Sohlplatte der Sparren auf, wo sie behufs vollkommener Dichtung warm vernietet sind. Zwischen die Schenkel des Bügels und die Aufsenfläche der Tafeln wurde an der Berührungsstelle beider Theile eine Kittfuge eingelegt, damit die aus einem zu festen Anspannen der Bolzen entstehenden Spannungen nicht nachtheilig auf das Glas einwirken.

Es wäre endlich noch zu erwähnen, dafs einem Verschieben der Tafeln, in der Richtung der Dachneigung, durch die Zinkstreifen *z* vorgebeugt wird, die zweimal rechtwinklig gebrochen um die Unterkante derselben fest umgelegt sind und durch die oben erwähnten Bolzen ihre Befestigung finden.

Fig. 1112 und 1113.

Die Glastafeln überdecken sich in einer Breite von 13 Centim. und wurde hier sowohl, wie auf die keilförmigen Unterlager eine entsprechende Kittfuge aufgetragen.

Uebrigens wäre nicht unbemerkt zu lassen, dafs man in neuerer Zeit die Anwendung des Rohglases bereits beschränkt hat, da dasselbe bei einer Stärke bis zu 2 Centim. (und selbst darüber) nicht in dem Grade »lichtdurchlässig« ist, wie das Doppelglas; es kommt hinzu, dafs es auch viel mehr der Gefahr des Zerspringens ausgesetzt bleibt, — nicht obgleich, sondern weil es so stark ist. Bei der Eindeckung der Stuttgarter Bahnhofshalle hat man daher nur das Doppelglas verwendet, in welchem Falle die Sprosseneisen allerdings wegen der geringeren Breite dieser Tafeln näher aneinander gelegt werden müssen. —

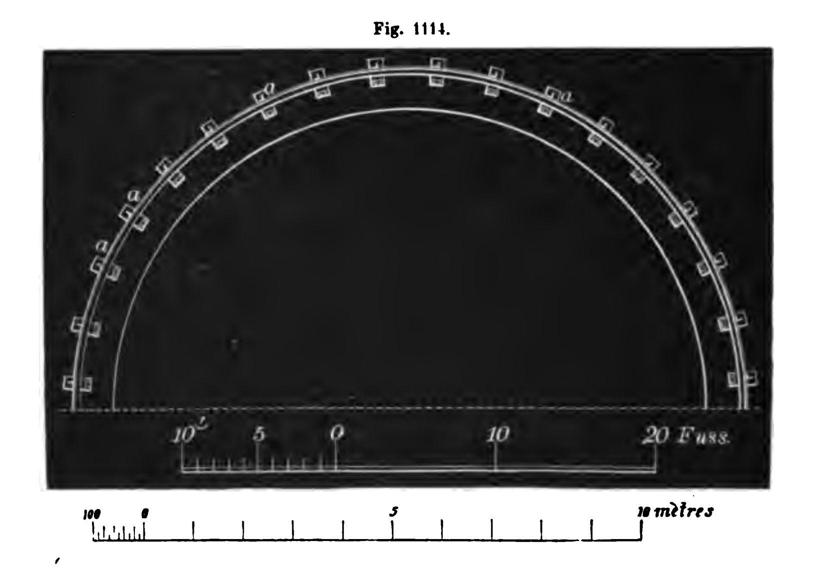
4) Kuppeldächer.

Eine der interessantesten Bauausführungen der Neuzeit ist die nach den Entwürfen und unter Leitung Knoblauch's begonnene, und unter Stüler beendigte neue Synagoge in Berlin. Den Hauptschmuck erhält dieses Bauwerk durch eine in Schmiedeeisen ausgeführte Kuppel, welche sich durch grofse Leichtigkeit und Eleganz der Construction auszeichnet.

Das Gespärre derselben besteht aus 36, in Winkelform ausgewalzten Rippen *aa*..., vergl. den Grundrifs, Fig. 1114, die im Lichten in Entfernungen von 1^m15 aufgestellt sind; die Schenkellänge ihres Querprofils beträgt 5,2, ihre Stärke 0,6 Centim. — Entsprechend dem bizarren, maurischen Style des Gebäudes mufste auch die Kuppel in Form und Ausbildung sich den Eigenthümlichkeiten dieses Baustyls anschliefsen. Es besteht demnach die Querschnittsform derselben aus zwei, zu einem gedrückten Spitzbogen sich

vereinigenden Kreissegmenten, deren Mittelpunkte *mm*, Fig. 1115, 2^m19 über dem Fufspunkte der Rippen, und zwar links und rechts 0^m94 von der Umdrehungsachse entfernt liegen; die unterste Zone der Kuppel erleidet daher eine

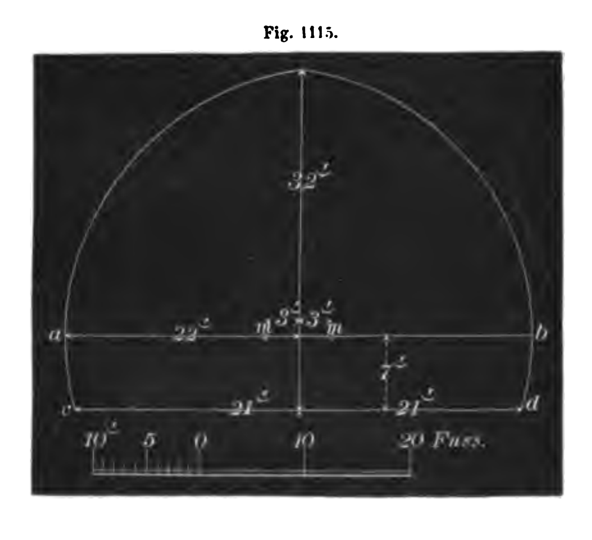
Fig. 1114.



nicht unbedeutende Einziehung, indem ihr Durchmesser *cd* unmittelbar über der Grundfläche 13^m17, und in der Höhe der Linie *ab* im Maxim. 13^m80 beträgt.

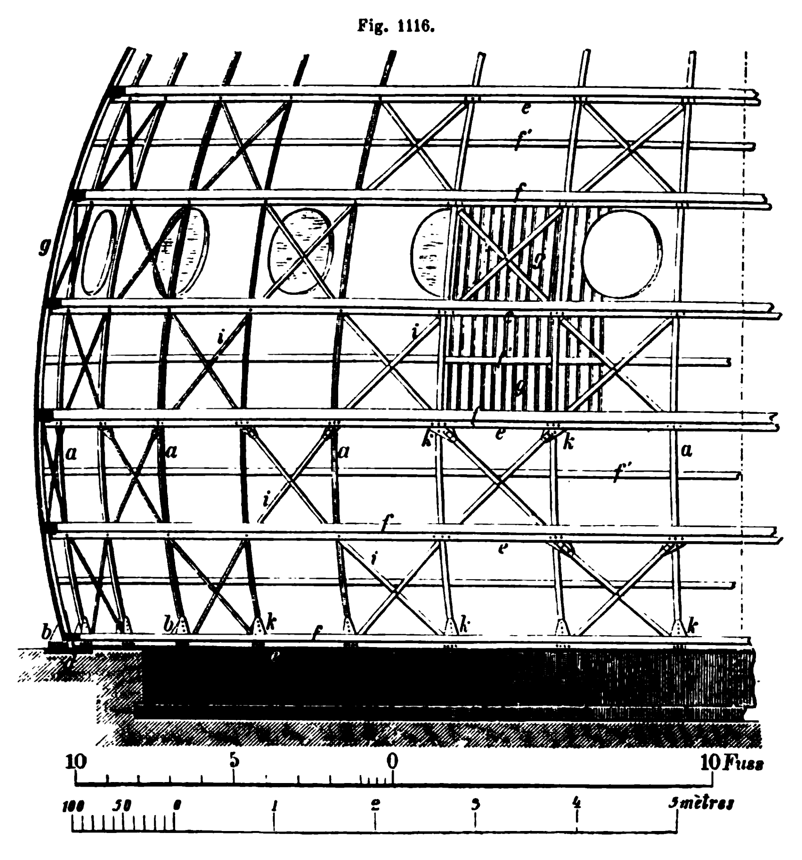
Um dem Fufsende jeder der Vertikalrippen einen festen Stand zu sichern, ist mit dem nach Aufsen gerichteten Schenkel derselben der schmiedeeiserne Lappen *b*, Fig. 1116, verbunden, mit welchem zur Verbreiterung der Auflagerfläche die beiden Eckeisen *cc* sowohl untereinander, wie auch mit der 2,6 Centim. starken und 26 Centim. breiten gufseisernen Fufsplatte *d* vernietet sind; die letztere ist in ihrer ganzen Stärke in die grofsen Quadersteine des Unterbaues vertieft eingelassen und an den Enden mit einem erhöhten Rande versehen, durch den ein starker Grundanker *h* hindurchgreift.

Fig. 1115.



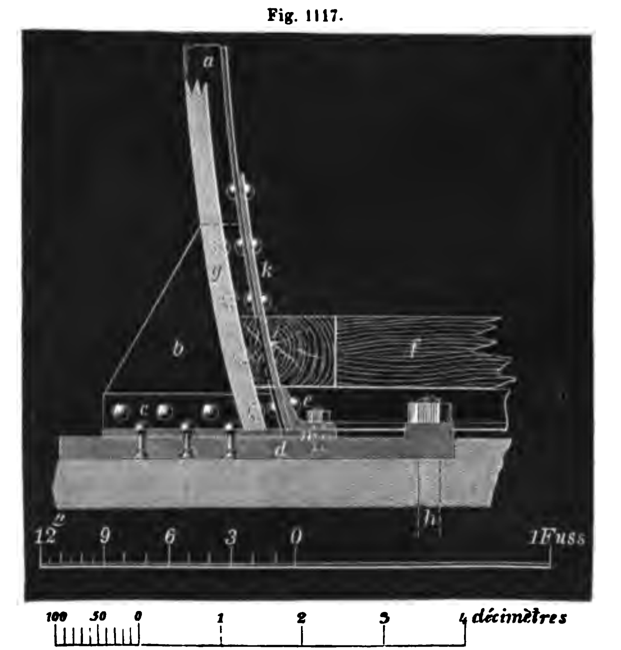
Aus dem Querdurchschnitt durch die Kuppel, Fig. 1116, sowie aus den Detailzeichnungen der Figuren 1117, 1118 und 1119 geht diese Verbindung deutlich hervor; hierbei stellt Fig. 1117 das Fufsende einer Rippe, wie es

Fig. 1116.



sich in der Ansicht der Fig. 1116 präsentirt, Fig. 1118 einen Horizontalschnitt dicht über den Eckeisen *cc*, und Fig. 1119 einen, nach der Linie *mn* gelegten, Vertikalschnitt dar.

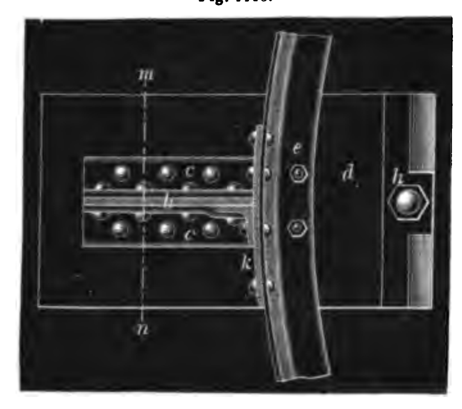
Fig. 1117.



In der Höhenrichtung der Kuppel werden sämmtliche Vertikalrippen durch 12 rings herum angeordnete Horizontalkränze *ee* aus Winkeleisen gegürtet, welche die einzelnen Rippen, ähnlich wie dies durch die Reifen bei einem Fafse geschieht, untereinander in Verbindung setzen. Die Dimensionen dieser, in Entfer-

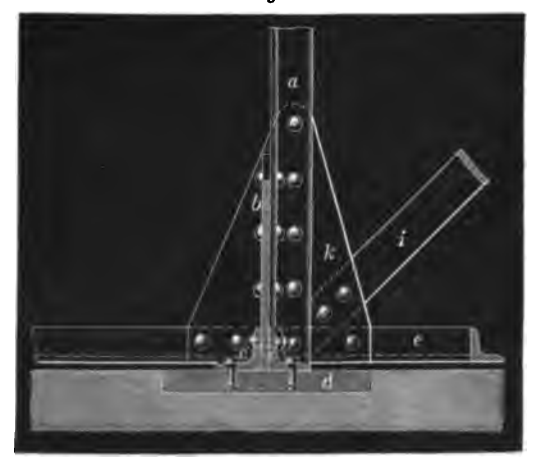
nungen von 1^m1 (in der Umdrehungsfläche gemessen) angeordneten Winkel stimmen mit den der Vertikalrippen genau überein; ihr Hauptzweck besteht offenbar darin, die einzelnen Rippen in ihrer ursprünglichen Form zu erhalten und sie vor Durchbiegung nach Innen sicher zu stellen. Aufserdem verschaffen dieselben den etwa 5 Centim. starken, in Parallelkreisen übereinander verlegten hölzernen Fetten *ff*, welche zur Befestigung der Schalung *g* dienen, auf ihren horizontalen Schenkeln ein gesichertes Auflager. Die zwischen diesen Fetten liegenden kleinen Rahmstücke *f'f'*.., denen eine solche directe Unterlage fehlt, erhalten in ihren einzelnen, durch Blattung verbundenen und zwischen die Rippen eingeschobenen Stücken mittelst langer Nägel an den Schalbrettern ihre Befestigung.

Fig. 1118.



Die letzteren sind bei einer Stärke von 2,6 und bei einer Breite von ca. 8,5 Centim. in kleinen Zwischenräumen von 1 Centim. vertikal so aufgestellt, dafs ihre äufsere Fläche mit den nach auswärts gerichteten Schenkeln der Rippen abschliefst.

Fig. 1119.



Abweichend von der Lage der oberen Gurtungen sind diejenigen Winkeleisen angeordnet, welche den untersten Horizontalkranz bilden; der horizontale Schenkel derselben ist hier nämlich nach unten gerichtet und mit der kleinen schmiedeeisernen Zwischenplatte *n* verschraubt, während auf ihrem vertikalen Schenkel die unterste hölzerne Fette unmittelbar aufruht.

Um die Winkelsparren seitlich auszusteifen und einer drehenden Bewegung der ganzen Construction vorzubeugen, sind an der inneren Kugelfläche zwischen zwei horizontalen Gurtungen regelmäfsige Kreuzverbindungen *ii*.. so angebracht, dafs dieselben, abtheilungsweise alternirend, je zwei benachbarte Rippen untereinander verspannen; ihre Anzahl beträgt daher in jeder, zwischen zwei Gurtungseckeisen befindlichen Zone 18, wobei zwischen zwei Kreuzdiagonalen in einer und derselben Serie je eine dergleichen in der zunächst oberen und unteren Reihe liegt. Die Endbefestigung dieser, aus Flacheisen von 0,6 Centim. Stärke und 5,2 Centim. Breite bestehenden Diagonalen geschieht mittelst zweier Niete an den schmiedeeisernen Lappen *kk*, die, 0,6 Centim. stark und 21 Centim. lang, sich dicht an die Vertikalrippen anschliefsen; auch mit dem Fufs der letzteren verbinden sich solche Vertikal-

platten, indem sie gleichzeitig sowohl hier, wie weiter oben, zur Befestigung der Winkel-Gurtungen *ee* dienen. Im Kreuzpunkte der übereinander fortgreifenden Diagonalschienen ist ein 2 Centim. starker Niet eingelegt.

Zwischen der 4. und 5. Gurtung, also innerhalb der 4. Zone, wird die Kugelfläche durch 24 kreisrunde Oeffnungen von 1^{m} Durchmesser durchbrochen, deren Einfassung aus einem Kranz von profilirtem Zink besteht.

Die Gurtungseisen *ee*... sind durchschnittlich in einer Länge von $7^{m}21$ ausgewalzt, so daſs sie etwa 6 quadratische Abtheilungen umfassen; der Stoſs derselben wird durch Deckwinkel von ca. 21 Centim. Länge gedeckt. Fig. 1120

Fig. 1120.

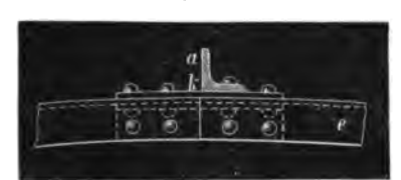
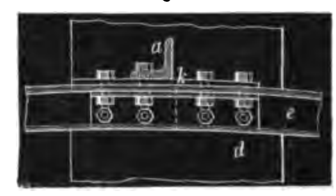


Fig. 1121.



stellt diese Verbindung für jeden der oberen Kränze und Fig. 1121 für die unterste Gurtung dar, die sich an den Fuſs der Sparren anlehnt.

Die Vereinigung sämmtlicher Rippen im Scheitel der Kuppel wird durch einen oberen Muffenring vermittelt. Oberlicht ist nicht vorhanden.

Die Eindeckung der Kuppel erfolgte mittelst Zinkblech, auf welchem die äuſserlich sichtbaren Ornamente in verschlungenen Formen aus getriebenem und vergoldetem Blech aufgelöthet sind.

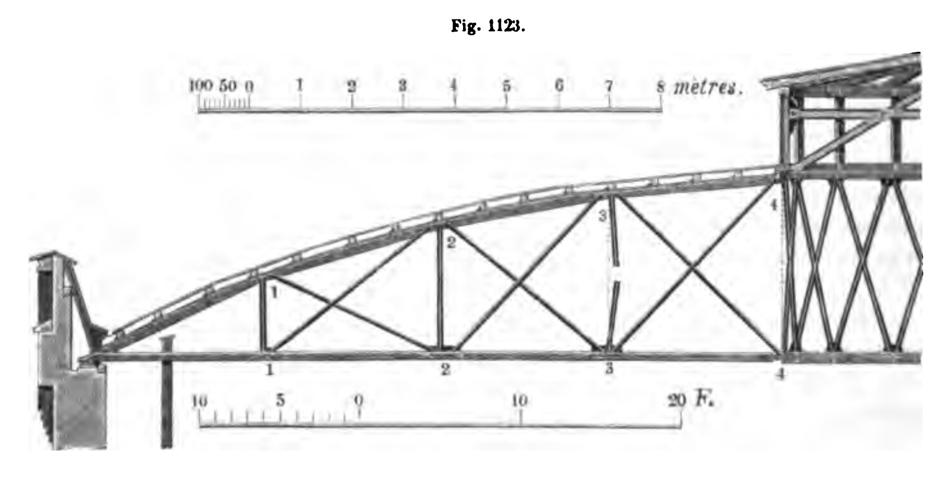
Schmiedeeiserne Kuppeln befinden sich ferner über dem östlichen Chor des Domes zu Mainz und über dem Observatorium zu Berlin. Eine Beschreibung der ersteren ist in Breymann's Eisen-Constructionslehre enthalten, während die letztere in den »Bauausführungen des preuſsischen Staats«, Berlin 1842 bis 1849, Tafel 61 und 62, detaillirt dargestellt ist. —

Als zweites hierher gehöriges Beispiel wählen wir die Dachconstruction des Gasbehälter-Gebäudes der Impérial-Continental-Gas-Association zu Berlin. Dieses Gebäude, welches zur Aufnahme eines Teleskop-Gasbehälters mit guſseisernem Wasserbassin dient, umschlieſst einen cylindrischen Raum von $106\frac{1}{4}'$ innerem Durchmesser — die Kreislinie, welche die Auflagerpunkte in sich aufnimmt, hat einen Durchmesser von 108′ — und 80′ Höhe. Das ursprünglich hierfür construirte kegelförmige Dach stürzte im Jahre 1860 noch vor seiner vollständigen Aufstellung ein, da die zu frühzeitige Beseitigung der Rüstung bei dem gänzlichen Mangel an Fetten, oder einer sonstigen Kreuzverbindung unter den Dachbindern, eine Drehung des oberen Muffenringes um die vertikale Centralachse verursachte. Im Sommer des Jahres 1861 wurde Schwedler mit dem Entwurf und der Aufstellung einer neuen Construction beauftragt, die wir hier nachstehend, vergl. die »Zeitschrift für Bauwesen«, Jahrgang XIII, Heft IV bis VI, mit einer kurzen Erläuterung folgen lassen.

Fig. 1122.

Es wurden nach Form und Gröfse der Fig. 1122 im Ganzen 16 parabolische Hauptbinderbalken in centraler Richtung aufgestellt und in den Knotenpunkten 4, 4, wo sich dieselben an einen polygonalen Ring anschliefsen, mit einer aus Holz construirten Laterne versehen. Die untere Gurtung der Träger ist horizontal, die obere parabolisch nach einer Gleichgewichts-Curve construirt; behufs günstiger Uebertragung der Belastung erhielt die letztere Gurtung auch zwischen ihren Knotenpunkten eine continuirlich gekrümmte Form. Durch die in den Punkten 1, 2, 3... vorhandenen, und mittelst Kreuzdiagonalen untereinander verbundenen Vertikalen ergaben sich im Ganzen 9 Stützpunkte, von denen jedoch der im Scheitel befindliche in Wegfall kam, da die höchsten Ordinaten der parabolischen Binder, wie oben bemerkt, in den Punkten 4, 4 an einem Kranze auslaufen. Die Inanspruchnahme der Diagonalen und — wegen der direct belasteten oberen Gurtung — auch die der Vertikalen erfolgt nur durch eine ungleichmäfsige Belastung, wie dies im zweiten Kapitel dieses Buches näher erörtert worden. In solchem Falle erleiden die ersteren eine Zugspannung, während die Vertikalen, die überdies die gedrückte Gurtung auszusteifen bestimmt sind, einer Druckspannung zu genügen haben. Mit Bezug hierauf erhielten die Diagonalen einen Querschnitt in Flacheisenform und die Vertikalen einen solchen in Kreuzform.

Fig. 1123.

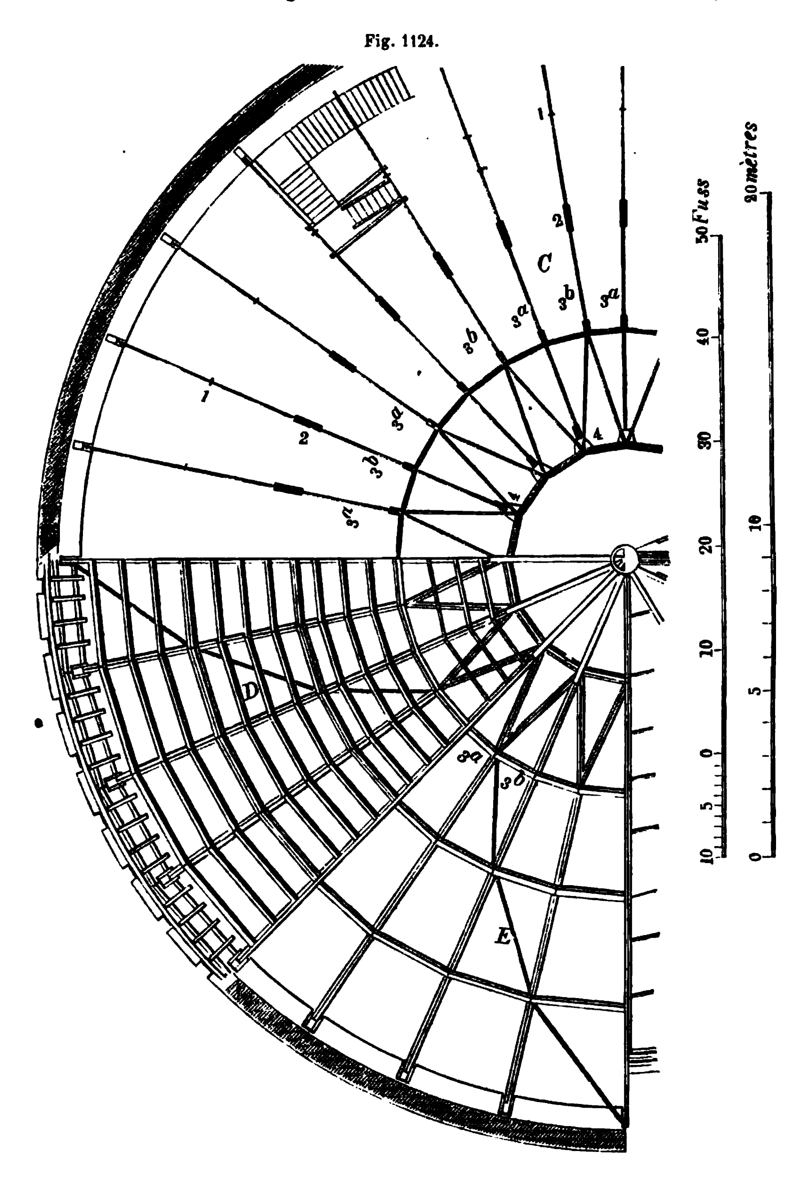


In Fig. 1123 ist die Ansicht eines halben Dachbinders, mit dem im Centralpunkte aufgesetzten Oberlichte in einem gröfseren Mafsstabe dargestellt. Für die Höhe der in Abständen von $\frac{54}{5} = 10,8'$ aufgestellten Vertikalen war die Gröfse der Belastung mafsgebend, die in den oberen Knotenpunkten der Binder auftritt. Bei dem leichten, aus getheerter Dachpappe bestehenden Deckmaterial wurde für das Eigengewicht der Pappe, der Schalung, der hölzernen Fetten u. s. w. eine Belastung von 7 ℔. pro □ Fufs, und für die variable Belastung noch ein Mehrbetrag von 11 ℔. pro □ Fufs angenommen, während das Eigengewicht der Eisen-Construction auf 30 ℔. pro lfd. Fufs normirt wurde. Hiernach stellten sich rechnungsmäfsig die Ordinatenhöhen in den mit 1, 2, 3, 4 bezeichneten Knotenpunkten bezüglich auf 4,861; 8,103; 10,072 und 11,164 Fufs.

Die in den Punkten 4, 4 aufruhende Laterne hat einen Durchmesser von 21,6 Fufs erhalten; dies ist zugleich der Durchmesser des polygonalen,

schmiedeeisernen Ringes, welcher die Druck- und Zugspannungen beider Gurtungen der Parabelbalken zu vermitteln hat. Mit Rücksicht auf gröfsere Vereinfachung der Construction ist dieser Ring in Form eines regulären 16-Ecks angeordnet, dessen Eckpunkte zugleich die Angriffs- und Befestigungspunkte der Binder sind. Die Gurtungen dieser letzteren theilen sich *ad hoc*, im Punkte

Fig. 1124.



3 alternirend, in je 2 Einzeltheile, die strahlenförmig nach den Ecken des Polygons auslaufen, so dafs hier jedesmal 2 halbe Sparren mit einem dazwischen befindlichen ganzen Sparren zusammentreffen. Diese Anordnung ist aus dem, in Fig. 1124 unter *C* dargestellten Grundrifs der Dach-Construction deutlich erkennbar. Zur Aussteifung der Binder untereinander dienen concentrische

Ringe aus Winkeleisen, die in den 1., 2. und 3. Punkten der oberen, sowie im 3. Punkte der unteren Gurtung angeordnet und unter *E* der Grundrifs-Darstellung, Fig. 1124, ersichtlich sind; mit diesen parallel liegen, in Entfernungen von $2\frac{1}{2}'$ bis 3′ die über jedem Binder gestofsenen hölzernen Fetten, welche die 1-zölligen Schalbretter unterstützen; eine darüber fortgebreitete Leinwanddecke trennt die Schalung von den getheerten Dachpappen. Aus sub *D* derselben Figur ist die Lage dieser hölzernen Fetten mit der gleichzeitigen Anordnung der Sparren des Oberlichts ersichtlich. Es wäre noch zu erwähnen, dafs in der Absicht, einer Drehung der Construction vorzubeugen, 8 auf- und niedersteigende Diagonalverbindungen aus Flacheisen angeordnet sind; dieselben greifen über die oberen Gurtungen der Träger fort, indem sie von den Auflagerenden zweier, unter einem rechten Winkel sich schneidender Binder ausgehen und in gebrochener Linie sich bis zum 3. Knotenpunkte fortsetzen. Für die untere gezogene Gurtung ist eine Verbindung der einzelnen Knotenpunkte durch derartige Diagonalbänder nicht erforderlich.

Auf das Detail der Construction etwas näher eingehend, bemerken wir zunächst, dafs die obere Gurtung rechnungsmäfsig aus zwei Winkeleisen bestehen sollte von $2\frac{1}{2}''$ Schenkellänge und $\frac{1}{4}''$ Stärke; in Ermangelung dieser Eisensorte wurde ein, aus der Borsig'schen Maschinenfabrik bezogenes Façoneisen von $2\frac{1}{4}''$ Schenkellänge und $\frac{5}{16}''$ Stärke verwendet. Beide Winkeleisen haben, nach Abzug eines $\frac{1}{2}$-zölligen Nietes, einen Querschnitt von $2\frac{1}{8}$ □Zoll; es wird daher jeder □Zoll der Gurtung bei dem berechneten Maximaldruck von 165 Ctr. höchstens mit 80 Ctr. belastet. Auch gegen Durchbiegen nach der Seite bietet dieser Querschnitt trotz des ungünstigen Verhältnisses, welches aus einer Breite von $5\frac{1}{4}''$ bei einer gröfsten Länge von 12′ resultirt, noch eine ausreichende Sicherheit dar. Eine weitere Aussteifung in vertikaler Richtung erfährt die obere Gurtung durch eine, in ganzer Länge derselben eingelegte Vertikalplatte, deren Höhe von den Auflagern nach der Mitte hin im Verhältnifs von $7\frac{1}{2} : 7 : 6\frac{1}{2} : 5\frac{1}{4}$ Zoll successive sich verringert. Die Stärke dieser Platte beträgt durchweg $\frac{1}{4}''$. Da die Curve der Winkeleisen zwischen zwei Eckpunkten des Systems etwa um die Hälfte ihres Pfeils gedrückt wurde, so kann eine Durchbiegung der Platte, hervorgerufen durch eine beliebig vertheilte Belastung der Dachfläche, nur in vertikaler Richtung nach unten eintreten.

Die Verbindung in dem, mit 1 bezeichneten, oberen und unteren Knotenpunkte geht aus den Figuren 1125 und 1126 in der Ansicht, und aus Fig. 1127 im Durchschnitt nach der Linie *GH* hervor. Da die untere horizontale Gurtung aus zwei hochkantig gestellten Flachschienen besteht ($3\frac{1}{2}''$ hoch und $\frac{1}{4}''$ stark), so gestattet diese Anordnung einen bequemen Anschlufs der vertikalen kreuzförmigen Stütze, wie auch der Diagonalen, und zwar unter Vermittelung einer Stofsplatte, an die beide Constructionstheile einseitig mittelst zweier Nietschnitte angreifen; im oberen Knotenpunkte wird diese Stofsplatte durch die, zwischen die Gurtungs-Eckeisen durchgreifend eingelegte Vertikalplatte ersetzt. Fig. 1128 zeigt noch einen Horizontalschnitt nach der Linie *EF*.

An denjenigen Stellen, wo die Stöfse der Gurtung liegen, vergl. die Figuren 1129 und 1130, Details der Verbindung im Knotenpunkte 2, kamen Stofsplatten in Anwendung, die durch $\frac{1}{2}$-zöllige Niete ihre Befestigung erhielten. Im oberen Knotenpunkte sind dieselben beiderseits an die vertikalen Schenkel angelegt, während eine dritte den Stofs in den horizontalen Schenkeln deckt. Drei zu diesem Zweck verwendete Platten, die mittlere $\frac{1}{4}''$,

die beiden äufseren $\frac{3}{16}''$ stark, bewirken die Stofsverbindung im unteren Knotenpunkte; die mittlere derselben, nach oben verbreitert, tritt dabei über

Fig. 1125. Fig. 1127.

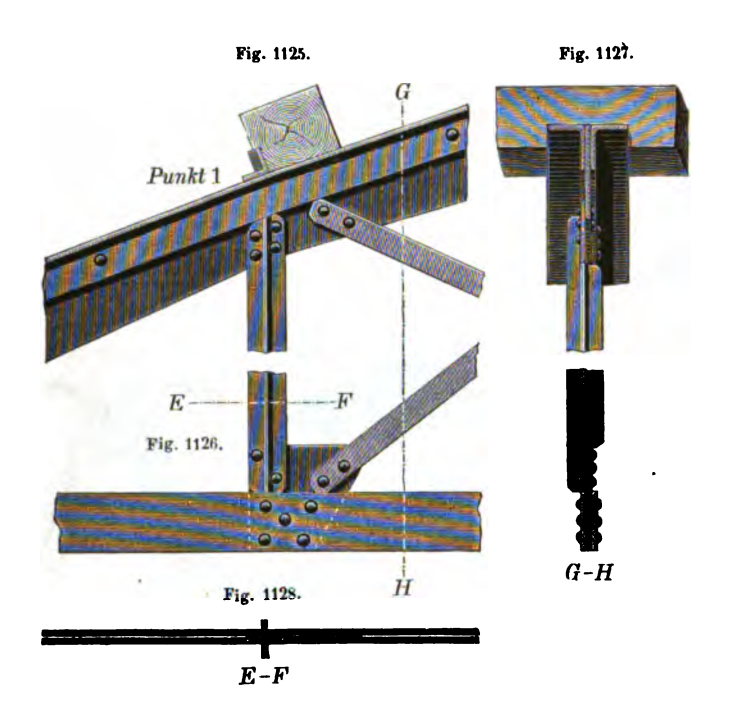


Fig. 1126.

Fig. 1128.

Fig. 1129. Fig. 1131.

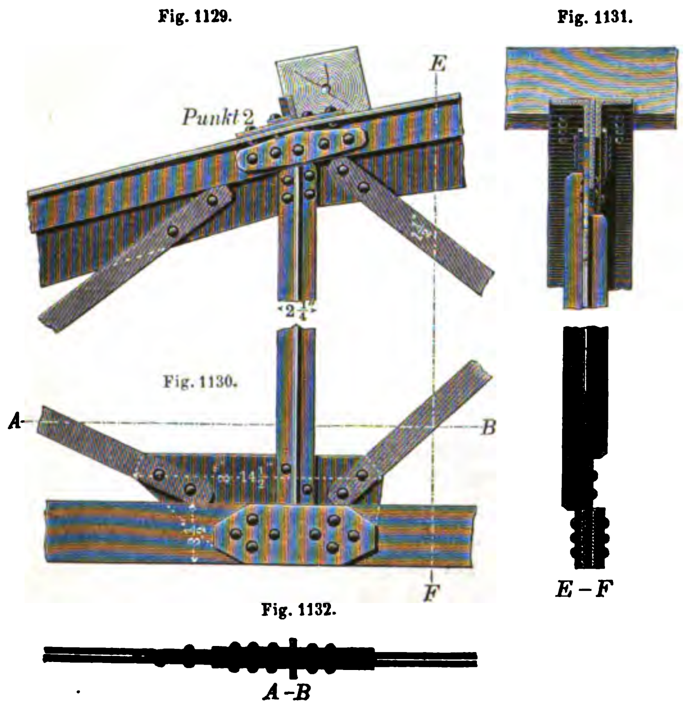


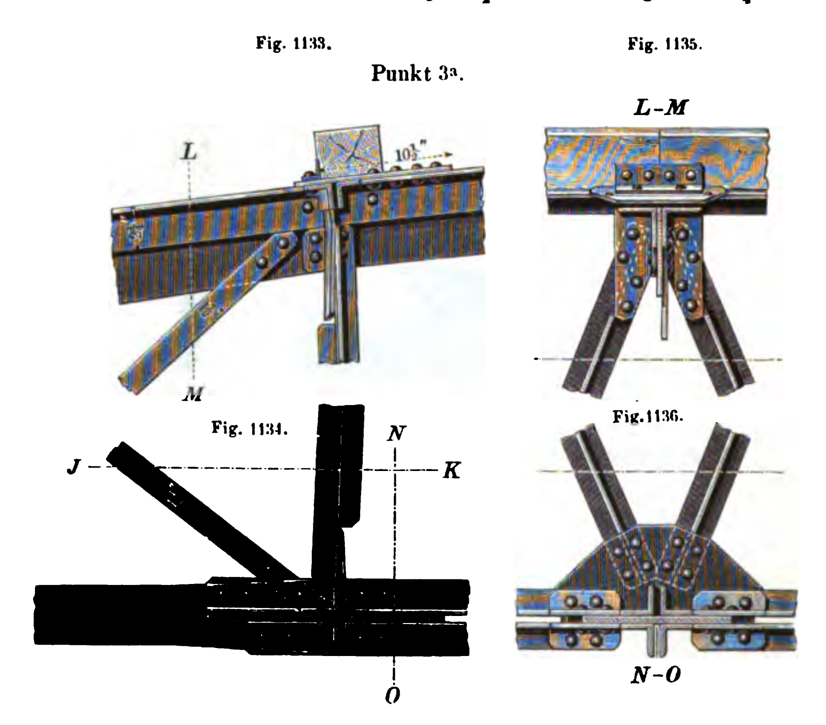
Fig. 1130.

Fig. 1132.

die Gurtung so weit hervor, dafs beide Diagonalen, sowie die Vertikale, hier durch doppelte Niete ihren Anschlufs finden.

Fig. 1131 zeigt einen Vertikalschnitt nach der Linie *EF* und Fig. 1132 einen Horizontalschnitt nach *AB*.

In dem mit 3ª bezeichneten Knotenpunkte schliefst sich der polygonale Ring, behufs besserer Aussteifung der Parabelbalken, sowohl oben wie unten, an die Seitenflächen der Gurtung an. Derselbe besteht oben, wie aus Fig. 1133 ersichtlich, aus zwei Winkeleisen von je $1\frac{1}{2}''$ Schenkellänge und $\frac{1}{4}''$ Stärke;



nach Abzug von je einem Nietloch von $\frac{1}{2}''$ Durchmesser verbleibt demnach ein nutzbarer Querschnitt von $1\frac{1}{8}$ □Zoll. Da dieser Ring mit 78 Ctr. gedrückt, resp. gezogen wird, so ergiebt sich in den Nietquerschnitten eine Belastung von 70 Ctr. und zwischen denselben nur eine Belastung von 60 Ctr. pro □Zoll. Der Anschlufs an die Deckplatte des 3. oberen Punktes geschieht durch $4 \cdot 0{,}2 = 0{,}8$ □Zoll Nietschnitt.

Statt der in den Knotenpunkten 1 und 2 auftretenden Vertikalen sind in den 3. und 4. Punkten, wie sich auch aus Fig. 1123 erkennen läfst, Kreuzdiagonalen in Anwendung gekommen, welche hier sämmtliche Parabelbalken untereinander fest verbinden. Es findet hiermit nicht allein eine vortheilhaftere Uebertragung jeder ungleichmäfsigen Belastung statt, sondern es vereinfacht sich auch die Construction insofern, als eine geringere Zahl von Verbandstücken in einem und demselben Punkte zusammentreffen. Jedenfalls konnten jetzt die Diagonalen in den getheilten Bindern zwischen dem 3. und 4. Punkte fortfallen, da im ungünstigsten Falle die nächste sich anschliefsende Diagonale eine doppelte Zugspannung zu vermitteln hat; selbst unter dieser Voraussetzung bietet ihr Querschnitt mit $\frac{1}{4}$ □Zoll noch eine ausreichende Sicherheit dar. Die

Befestigung der kreuzförmigen Streben an ihren Kopf- und Fufspunkten geschah mit Hülfe zweier Winkel, vergl. die Figuren 1133, 1134 und 1135, von 2½″ Schenkellänge und ¼″ Stärke.

Was die untere, zwischen den Punkten 3 und 4 liegende Gurtung anbetrifft, so besteht diese in jeder Hälfte der getheilten Binder aus zwei Winkeleisen von 2″ Schenkellänge und ¼″ Stärke, wie dies die Figuren 1134, 1136 und 1137 verdeutlichen. Die vertikalen Schenkel derselben umfassen im Punkte 3 die hochkantig gestellte, hier auslaufende Flachschiene der unteren Gurtung, während zwischen die horizontalen Schenkel eine Platte eingelegt ist, an welcher die Winkeleisen des polygonalen Ringes durch Vernietung befestigt wurden. Ein an die Schenkel dieses Ringes genietetes Vertikalblech vermittelt hier zugleich den Anschlufs der Streben; kurze Winkelstücke, die sich mit jedem Schenkel mittelst zweier Nietschnitte verbinden, tragen zur Vervollständigung dieser Construction bei.

Fig. 1137.

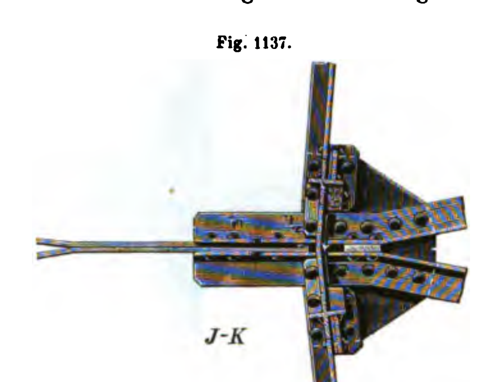


Fig. 1138. Fig. 1140.

Punkt 3b.

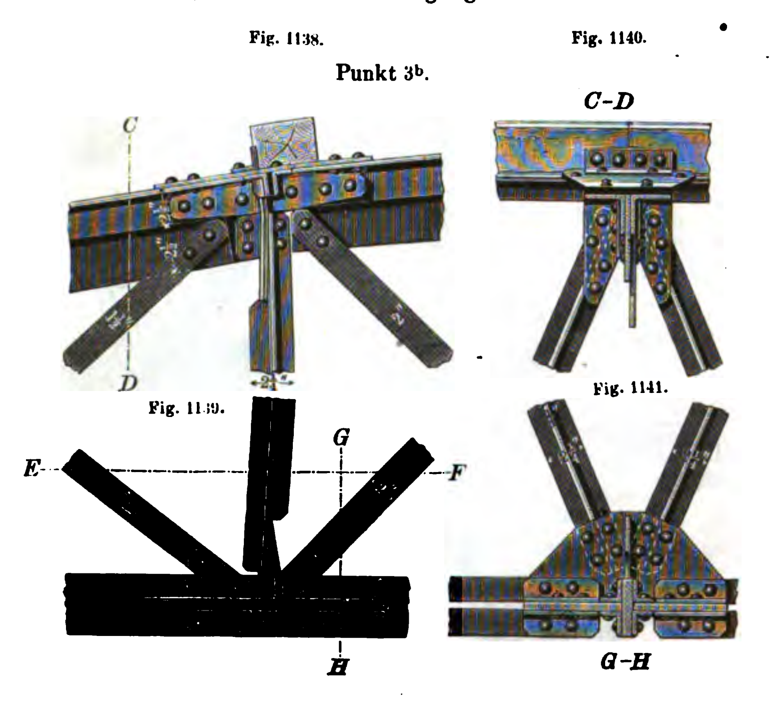
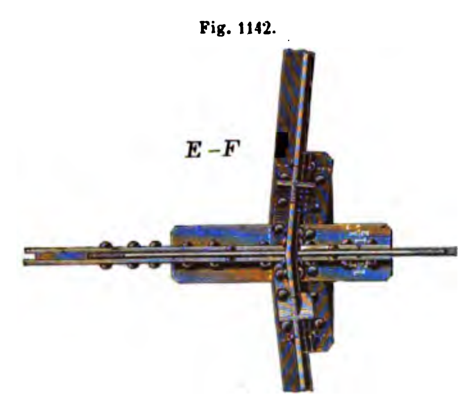


Fig. 1139. Fig. 1141.

Die Verbindung im Punkte 3^b, also an derjenigen Stelle, wo beide Gurtungen ungetheilt durchgreifen, ist der im Punkte 3^a dargestellten ganz analog. Indem wir dieselbe in den Figuren 1138 bis 1142 detaillirt geben, können wir ohne weiteren Commentar hierüber hinweggehen.

Zur Uebertragung der in der Mitte der oberen Gurtung aller Parabelträger auftretenden Druckspannung ist im Punkte 4 ein polygonaler Ring angeordnet, der einem Drucke von 744 Ctr. zu widerstehen hat; derselbe besteht, vergl. die Figuren 1143 und 1144, aus zwei Winkeleisen von je 4″ Schenkellänge und ½″ Stärke, so dafs sich ein voller Querschnitt von 7½ □Zoll ergiebt; wegen des gedrückten Stofses kommen die betreffenden Nietöffnungen hierbei nicht in Betracht. In jedem Eckpunkte findet zugleich eine vollständige Stofsverbindung statt, theils durch horizontale Stofsplatten, theils durch vertikal angeordnete Platten und Winkeleisen.

Fig. 1142.



Punkt 4.

Fig. 1143.



Fig. 1144.

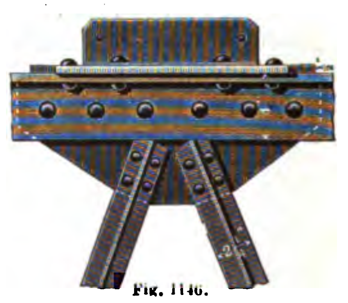


Fig. 1145.

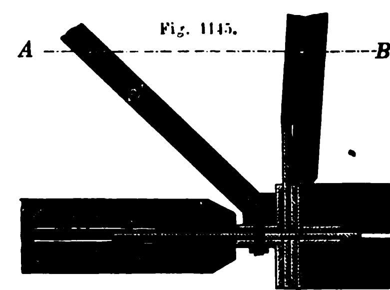
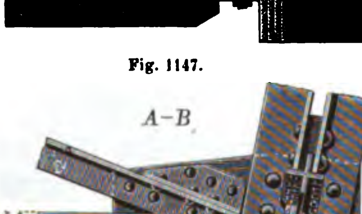


Fig. 1146.

Innere Ansicht



Fig. 1147.



Im unteren Theile erleidet dieser Ring eine Zugspannung von gleichfalls 744 Ctr. Wie sich aus den Figuren 1145, 1146 und 1147 erkennen läfst, ist derselbe hier aus vier Winkeleisen zusammengesetzt von je 3″ Schenkellänge und ⅜″ Stärke; nach Abzug der bezüglichen ¾-zölligen Nietlöcher verbleibt daher

ein nutzbarer Querschnitt von $7\frac{30}{64}$ □Zoll; zwischen diese Winkel sind in den 16 Ecken des Ringes horizontale und zugleich auch vertikale Stofsplatten eingelegt; mit den ersteren verbinden sich die unteren, convergirenden Gurtungen, mit den letzteren die Kreuzstreben.

Zur Befestigung der Diagonalen in der ungetheilt durchgreifenden Gurtung dienen besondere Winkelstücke.

Die hölzernen Fetten, welche die 1-zölligen Schalbretter unterstützen, sind jedesmal über den Bindern mittelst Holzschrauben an kurze Winkeleisen geschraubt; diejenigen dagegen, welche neben den polygonalen Ringen des Systems liegen, konnten noch in regelmäfsigen Entfernungen von 3′ eine weitere Befestigung durch Schrauben erhalten.

Das Gesammtgewicht der Eisen-Construction, einschliefslich von $17\frac{1}{2}$ Ctr. Gufseisen zu den Auflagern, beträgt 530 Ctr., excl. eines nicht in Rechnung gestellten Mehraufwandes, der durch die Verwendung stärkerer Eisensorten bedingt wurde.

Die Kosten incl. Aufstellen, aber excl. Hochheben der Verbandstücke mittelst Blasebälge, beliefen sich pro Ctr. auf ca. 33 Mark. —

II. Dächer, die aus Eisen und Holz bestehen.

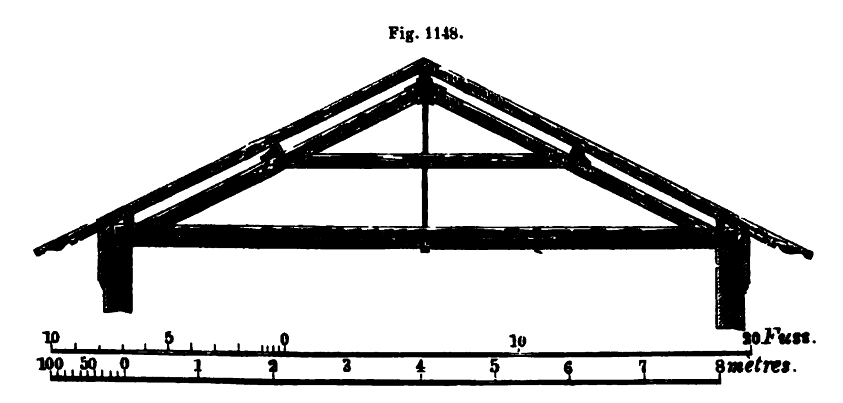
Seitdem die Anwendung des Eisens im Hochbau nicht mehr auf die Construction von weittragenden und schwer belasteten Trägern beschränkt blieb, sondern auch bei den Dachverbänden eine immer weitere Verbreitung fand, richtete sich zunächst die Aufgabe dahin, die Bindersparren des Fettendaches wie bisher, durch Kehlbalken, Streben und dergl. zu unterstützen und nur die Stuhlsäulen, Kopfbänder und Rahmstücke zu beseitigen. Demnach wurde der hölzerne Balken, mit dem sich jene Sparren zu einem festen Dreieck verbinden, mittelst vertikaler oder geneigter Stangen an feste Punkte des Sparrens angehängt und dadurch die auf dem Balken ruhende Last rückwirkend auf das Gespärre übertragen, während umgekehrt bei Anwendung von Stuhlsäulen und Rahmstücken der gröfste Theil dieser, sowie der sonstigen Belastung des Daches unmittelbar von den Balken aufgenommen wird. Es ist hieraus an sich klar, dafs die, durch die Stangenverbindung in höherem Grade in Anspruch genommenen Bindersparren gröfsere Querschnittsdimensionen erhalten und rechnungsmäfsig diesen Anforderungen genügen müssen.

Soll die Unterstützung der Sparren nicht durch Kehlbalken, sondern — wie dies namentlich bei Pultdächern vorzuziehen ist — durch Streben erfolgen, so kann die Richtung derselben entweder recht- oder spitzwinklig zur Dachneigung angenommen werden. Der solchergestalt belastete Balken ist dann, wenn er sonst keine direkte Unterstützung durch Unterzüge oder Mittelmauern erhält, gleichfalls durch Rundstangen aufzuhängen, indem diese die Last den oberen, durch die Streben unterstützten, festen Punkten des Sparrens wieder zuführen. Der in diesem Sinne construirte Binder stellt in seiner äufseren Erscheinung die Form des bereits früher erwähnten »Dreieckssystems« dar, bei dem jedoch das Eisen jetzt nicht ausschliefslich zur Verwendung kommt. Das Charakteristische aller solcher Verbindungen liegt vielmehr darin, dafs die Bindersparren stets aus Holz, und die zu ihrer Aussteifung in der vertikalen Ebene erforderlichen Verbandstücke theils aus Holz, theils aus Eisen bestehen.

Ist das Bedürfnifs nach einer abschliefsenden Balkenlage nicht vorhanden, so läfst sich der Binderbalken durch eine Zugstangenverbindung ersetzen, woraus sich dann mit Rücksicht auf die leichtere Construction eines solchen Binders schon von selbst die Nothwendigkeit ergiebt, auch die schwerfälligen hölzernen Streben zu beseitigen und solche in eleganterer Form aus Gufs- oder Schmiedeeisen zu verwenden. Wenn demnach jetzt diejenigen Verbandstücke, welche zur Uebertragung der vertikalen Belastungen dienen, nur aus Eisen bestehen, so dürfte man doch im Hinblick darauf, dafs die Bindersparren auf zusammengesetzte Festigkeit, und zwar vorzugsweise auf Bruchfestigkeit in Anspruch genommen werden, aus Gründen der nicht ungünstigen Elasticitätsverhältnisse des Holzes kein Bedenken tragen, dieselben auch in diesem Falle aus einem guten und gesunden Holze herzustellen; dasselbe bietet aufserdem den Vortheil dar, dafs die Schalung und Eindeckung des Daches mit einfachsten Mitteln sich bewirken läfst. Nur in solchen Fällen, wo die absolute Unverbrennbarkeit des Daches als Hauptbedingung in den Vordergrund tritt, würden jene Rücksichten bei Seite zu setzen und auch die Sparren aus Schmiedeeisen zu construiren sein. —

Im Anschlufs an die vorangeschickten Bemerkungen zeigt Fig. 1148 den Querdurchschnitt eines $7^{m}88$ tiefen Fettendaches, bei welchem die Binderbalken

Fig. 1148.

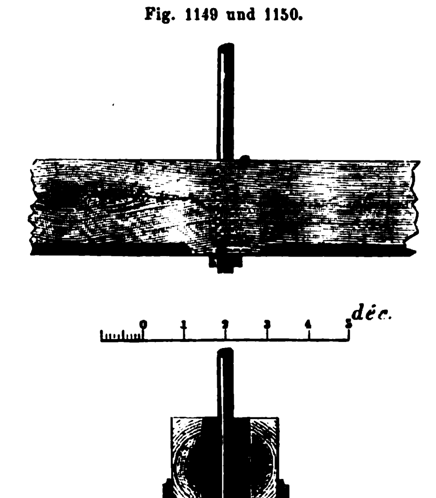


in ihrer Mitte durch eine Rundstange an den Firstpunkt der Hauptsparren angehängt werden sollen; die letzteren greifen hier in einen gufseisernen Schuh, der gleichzeitig zur Aufnahme der Firstfette dient; zur Unterstützung der Hauptsparren ist ein Kehlbalken angeordnet, durch den die Vertikalstange hindurchgeht.

In Fig. 1149 ist die Mitte des Balkens mit dem Fufsende der Stange in gröfserem Mafsstabe, und in Fig. 1150 ist diese Verbindung für den Fall dargestellt, dafs statt des Ganzholzbalkens zwei hochkantig gestellte Bohlen zur Anwendung kommen. Da, wo die Bindersparren sich mit ihnen verbinden, mufs zwischen beide ein hölzernes Futterstück eingelegt werden. Die in Fig. 1149 mit *a* bezeichnete, oft in Rosettenform gegossene Unterlagsplatte soll hauptsächlich das zu tiefe Einklemmen der Schraubenmutter in das Holz des Balkens verhüten, eine Vorsicht, die in Fig. 1150 nicht nothwendig ist, da die Verbindung der Schraube hier direct mit dem gufseisernen Querstück *b* erfolgt.

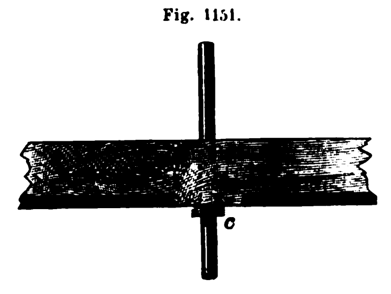
Zum Zweck einer festeren Unterstützung der Hauptsparren würde es sich empfehlen, unterhalb der Kehlbalken eine Schraube *c*, vergl. Fig. 1151, anzubringen, mittelst deren man leicht im Stande ist, die Kehlbalkenenden mit der Unterfläche der Sparren in einem dauernden Anschlufs zu erhalten.

Fig. 1149 und 1150.



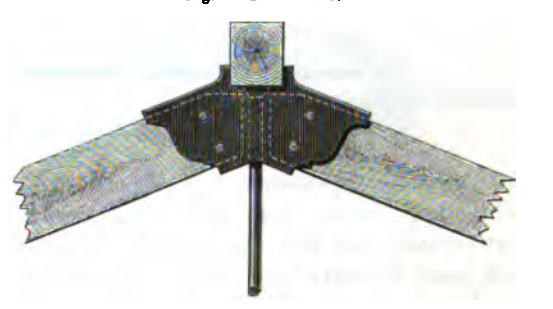
Die Form des Schuhes, innerhalb dessen der Zusammenstofs der Sparrenköpfe stattfindet, ist aus den Figuren 1152 und 1153 in der Ansicht und

Fig. 1151.



im Horizontalschnitt ersichtlich; mitten durch die Vertikalwand desselben greift das obere Ende der Rundstange hindurch und wird unterhalb der Firstfette entweder mit einem versenkten Kopf versehen, oder in gewöhnlicher Weise verschraubt. Auch findet sich eine hiervon abweichende, nicht so zweckmäfsige Anordnung, wobei die Befestigung jener Stange nach den Figuren 1154 und 1155 zwischen zwei Lappen erfolgt, die an den Schuh angegossen sind. Die Unverschiebbarkeit der Firstfette wird hier durch die kleine Rippe *x* gesichert.

Fig. 1152 und 1153.



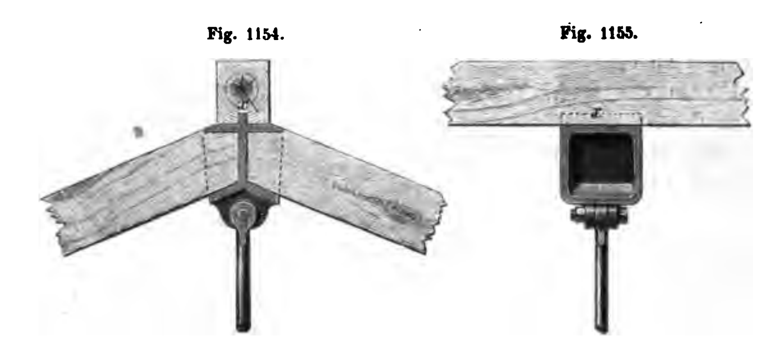


Sollte der Balken in der Mitte keiner weiteren Unterstützung bedürfen, so genügt eine kürzere Hängestange, insofern dieselbe jetzt nur bis zur Unterfläche des Kehlbalkens hinabreicht, und mit diesem in ganz gleicher Weise verschraubt wird, wie dies vorhin mit dem Balken geschah; im Uebrigen bleibt die Anordnung unverändert dieselbe.

Bei gröfseren Gebäudetiefen reicht eine einmalige Unterstützung des Binderbalkens nicht aus, und es ist daher eine gröfsere Zahl von Vertikalstangen erforderlich, wie dies aus den Figuren 1156 und 1157 hervorgeht. Es wäre bei diesen Constructionen noch besonders hervorzuheben, dafs auf eine feste Verbindung zwischen dem Sparrenfufs und dem Balkenauflager hier um so mehr Rücksicht genommen werden mufs, als in Folge der gröfseren Inan-

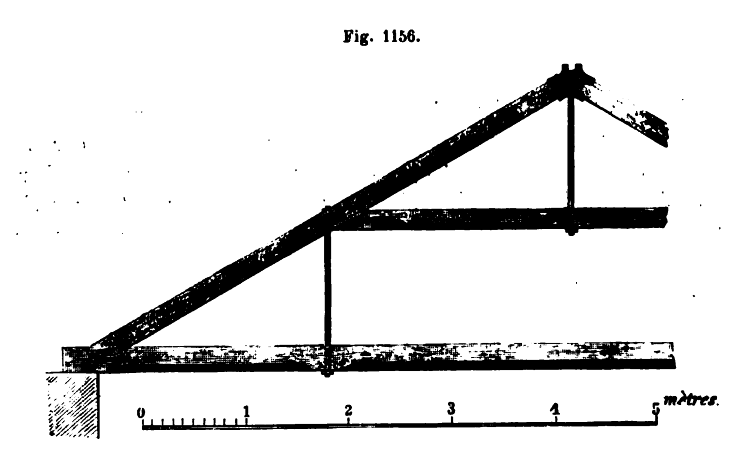
spruchnahme der Sparren die Tendenz zum horizontalen Ausgleiten derselben in erhöhtem Grade vorhanden ist. Außer der mit einem Zapfen versehenen Versatzung wird daher auch ein kräftiger Bolzen durchaus erforderlich.

Fig. 1154. Fig. 1155.



Das Detail der Verbindung in der Mitte des Sparrens ist durch Fig. 1158 veranschaulicht. Es muſs auch hier ein besonderer Werth darauf gelegt wer-

Fig. 1156.



den, daſs die zugehörigen 3 Verbandstücke sich in einem Punkte schneiden; meistentheils erreicht man gleichzeitig hiermit den weiteren Vortheil, daſs die Vertikalstange mit dem Zapfen des Kehlbalkens nicht zusammentrifft, weshalb auch jeder Holzverschnitt dabei vermieden wird.

Der im oberen Theil des Sparrens befindliche und zum Aufsetzen der Schraubenmutter erforderliche Einschnitt ließe sich allenfalls dadurch umgehen, daſs man die letztere mit einer guſseisernen, in Form eines 3-seitigen Prismas gestalteten Unterplatte verbindet, die auf der Auſsenfläche des Sparrens aufliegt und gleichzeitig durch jene Schraube ihre Befestigung findet.

Im Princip der hier dargestellten Constructionsmethode wurde das Dachgerüst der Petrikirche in Berlin, deren Bau im Jahre 1846 begann, ausgeführt; ein Unterschied tritt hier im Wesentlichen nur darin hervor, daſs die Binderbalken, resp. die Kehlbalken, in ihrer Mitte durch eine hölzerne Hängesäule unterstützt wurden, während im Uebrigen in derselben Absicht schmiedeeiserne Rundstangen zur Anwendung kamen. Hiernach stellt Fig. 1159 das Querprofil desjenigen Binders dar, dessen Aufstellung über dem östlichen

Flügel der Kirche in der Richtung der Linie *ab* des Grundrisses, Fig. 1160, erfolgte; da der benachbarte, in der Richtung von *cd* aufgestellte Binder,

Fig. 1157.

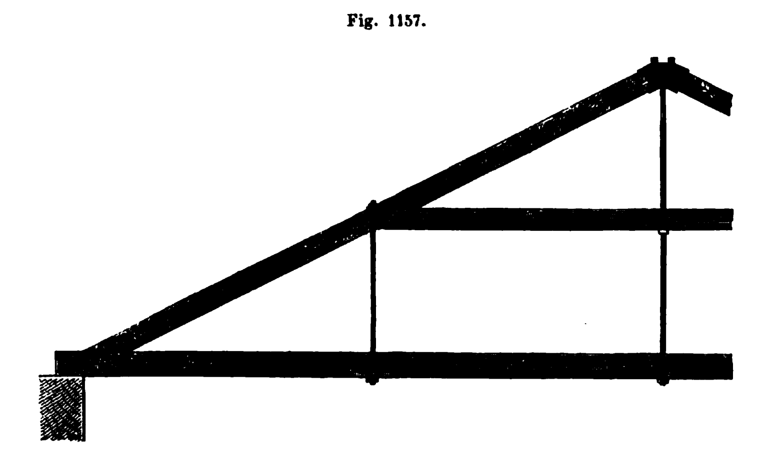
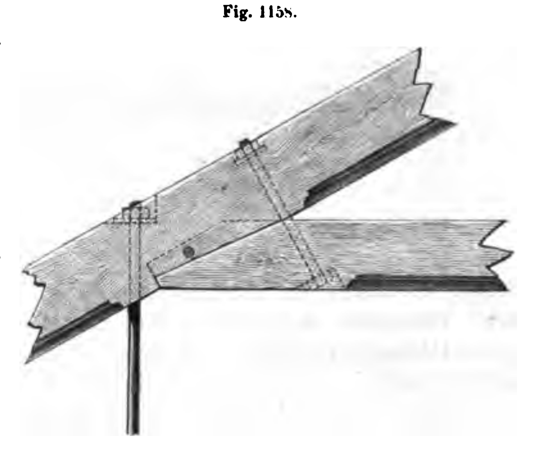


Fig. 1161, sich gerade über dem Scheitel des Sterngewölbes befindet, und dieses nicht unbedeutend in den Dachraum hineintritt, so ergab sich hieraus das, vom constructiven Standpunkte aus verwerfliche Auskunftsmittel, die Mitte des Binderbalkens herauszuschneiden, wodurch die Continuität der beiden Endstücke unterbrochen und die Querverbindung des Daches nicht unerheblich beeinträchtigt worden. Die abgeschnittenen Balkenstücke sind mit den anderen, ganz durchgreifenden Binderbalken durch Wechsel verbunden, welche 3 Stichbalken aufnehmen, so dafs dadurch die Fufspunkte der Zwischensparren ihren Stützpunkt erhalten.

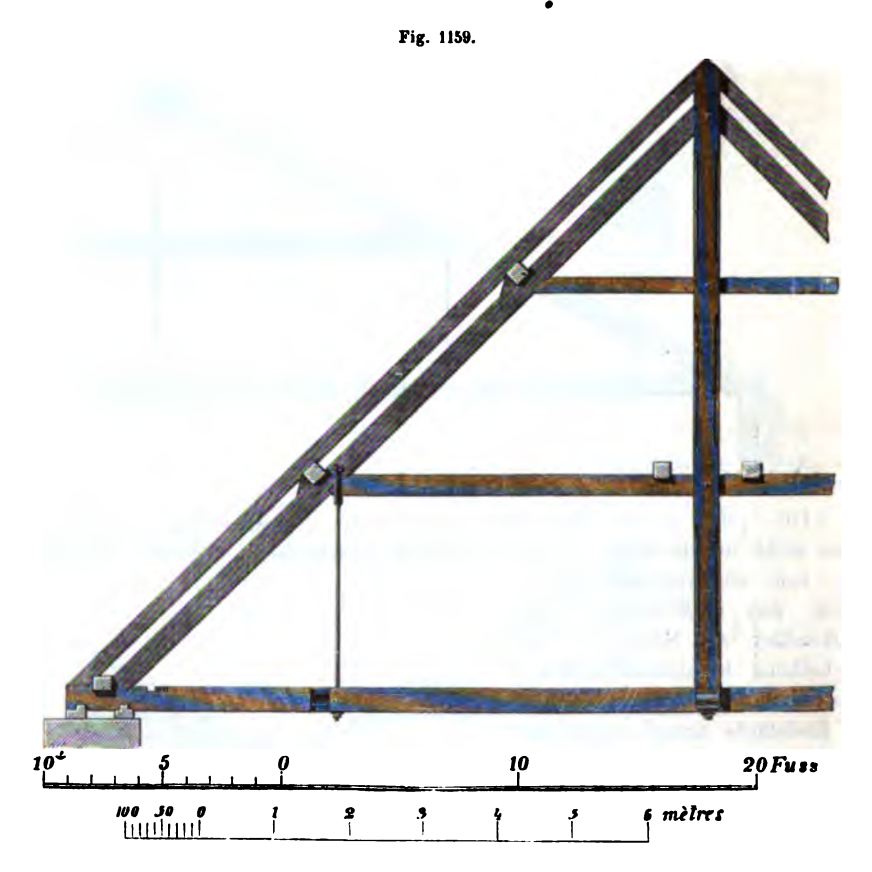
Fig. 1158.



Aus Fig. 1162 ist das Detail der Vertikalstange in ihrem Kopf- und Fufspunkte ersichtlich. Ferner geht aus den Figuren 1163 und 1164 hervor, in welcher Weise der Binderbalken durch die mittlere doppelte Hängesäule unterstützt ist. Es wurde nämlich zwischen beide Theile derselben, in einer Entfernung von 23,5 Centim. vom Balken, ein Bohlenstück *f* eingelegt und mit der Hängesäule durch einen Bolzen *n* verbunden, auf dem die kurze Rundstange *h* aufgestreift ist; dies war allerdings nur dadurch möglich, dafs man aus jener Bohle, und zwar bis zur halben Stärke derselben, ein Stück herausschnitt und in diesen Theil das oben abgeplattete und durchbohrte Ende der Rundstange hineinlegte; durch Verschraubung der letzteren mit der Unterfläche des Balkens erhält dieser eine ausreichend sichere Unterstützung.

Auch bei den in der Diagonale der Kreuzvierung aufgestellten Bindern mufste, des höher aufsteigenden Gewölbes wegen, der zugehörige

Fig. 1159.



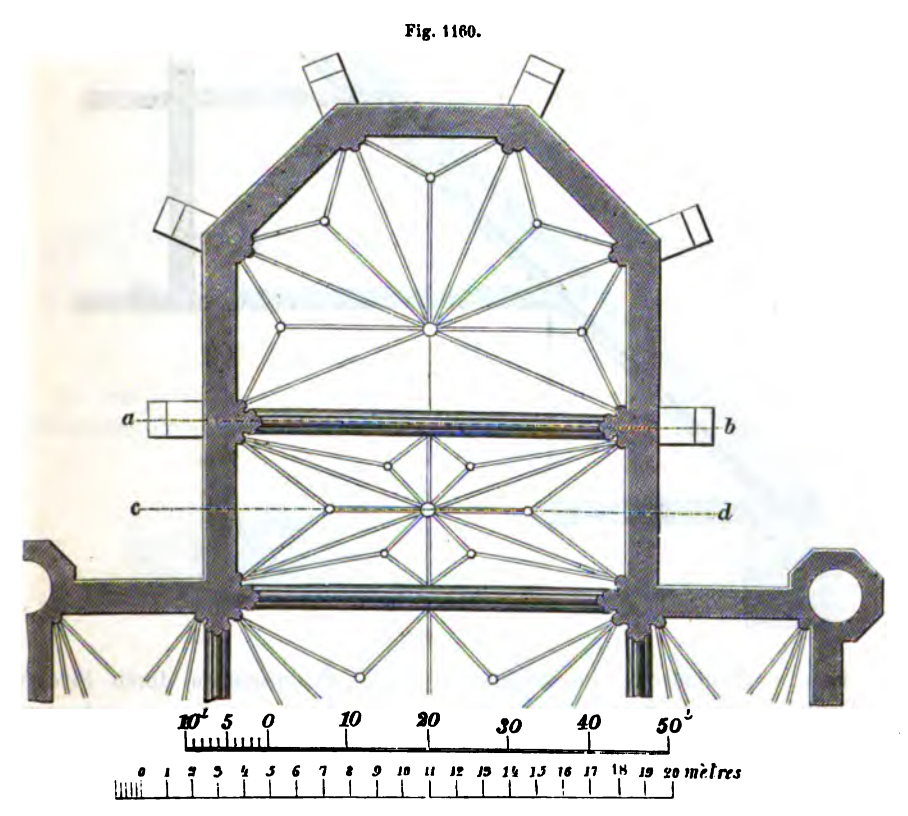
Balken durchschnitten und in seinem mittleren Theile fortgelassen werden; dabei wäre noch zu erwähnen, dafs hier der untere längere Kehlbalken durch drei Hängeeisen unterstützt wird, von denen die Kopfpunkte der beiden äufseren mit den Bindersparren in Verbindung treten, während das mittlere durch den oberen Kehlbalken hindurchgreift und mit einer kurzen, doppelten Hängesäule verschraubt ist.

Anstatt die Unterstützung der Sparren, nach dem Vorbilde der ganz aus Holz construirten Dächer, durch Kehlbalken zu bewirken, läfst sich in derselben Absicht auch von hölzernen Streben Gebrauch machen, wobei allerdings die Voraussetzung zu Grunde liegt, dafs durchlaufende Binderbalken vorhanden sind, in welche die Fufsenden derselben eingesetzt werden können. Indem die dadurch belasteten Balken durch Rundstangen an die Knotenpunkte des Sparrens aufgehängt werden, bildet sich in weiterer Consequenz ein Bindersystem aus, welches aus festen unverschiebbaren Dreiecken besteht und gewissermafsen als Uebergang zu dem Princip des Dreieckssystems der eisernen Dächer zu betrachten ist.

Einen solchen Binder zeigt Fig. 1165 im Querprofil. Die Verbindung des Strebefufses mit dem Balken geschieht entweder in einfachster Art mittelst

Zapfen und Versatzung, oder auch mit Hülfe eines gufseisernen Schuhes, der, wie aus den Figuren 1166 bis 1168 ersichtlich, sowohl die Strebe, wie auch innerhalb einer cylindrischen, in der Querwand ab befindlichen Durchbohrung die Vertikalstange l in sich aufnimmt. Die Befestigung dieses Schuhes erfolgt theils durch jene Stange selbst, theils durch einen anderen, mit versenkten Köpfen zu versehenen Bolzen.

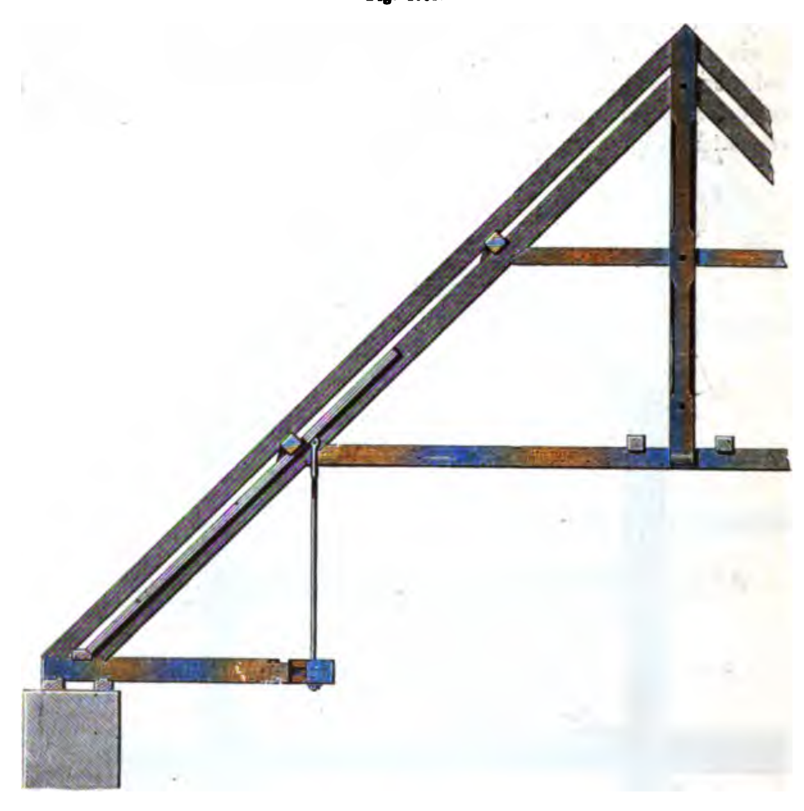
Fig. 1160.



Ganz analog läfst sich von dieser Verbindung, vergl. die Figuren 1169 und 1170, in der Mitte des Balkens Gebrauch machen, wo die beiden Strebefüfse, in ihrem Zusammentreffen mit dem Balken und der vertikalen Rundstange, mittelst eines ähnlich gestalteten Schuhes zu einem festen Knotenpunkte vereinigt werden.

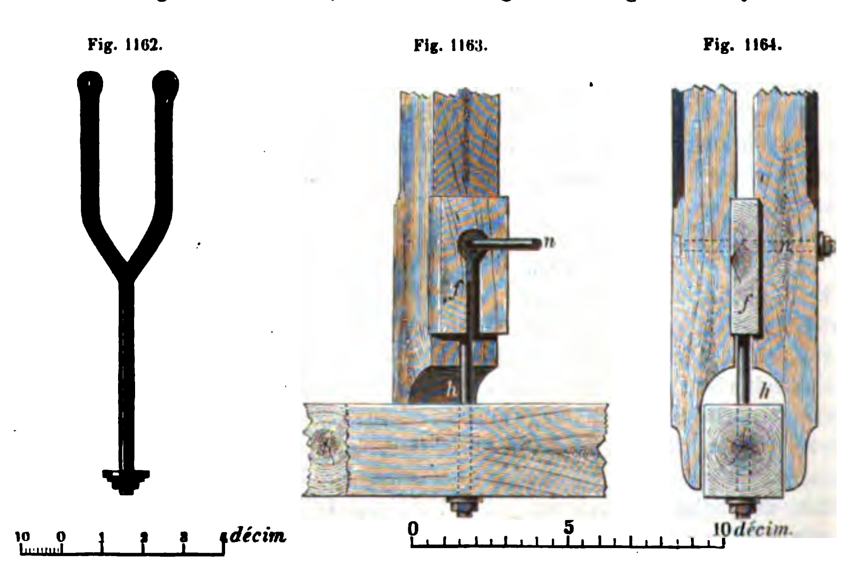
Als Beispiel eines in diesem Princip ausgeführten Binders führen wir in Fig. 1171 die Dachconstruction des Kesselhauses einer Runkelrübenzuckerfabrik zu Thale an. Bei einer lichten Tiefe des Gebäudes von 14^m3 wurden für den, in dieser Länge frei verlegten Balken mittelst der Vertikalstangen hh.. 3 Stützpunkte gewonnen, wobei jeder Bindersparren in seiner Mitte durch eine schräg gestellte Strebe unterstützt ist. Da die für das Pappdach erforderliche Einschalung aus Brettern besteht, deren Fugen von der Firstlinie nach der Traufe gerichtet sind, so wurden hier über die Bindersparren in geringen Abständen von einander kleinere Fetten verlegt, auf welchen die Schalung aufruht. Im Uebrigen bedarf die Construction keiner weiteren Erklärung.

Fig. 1161.



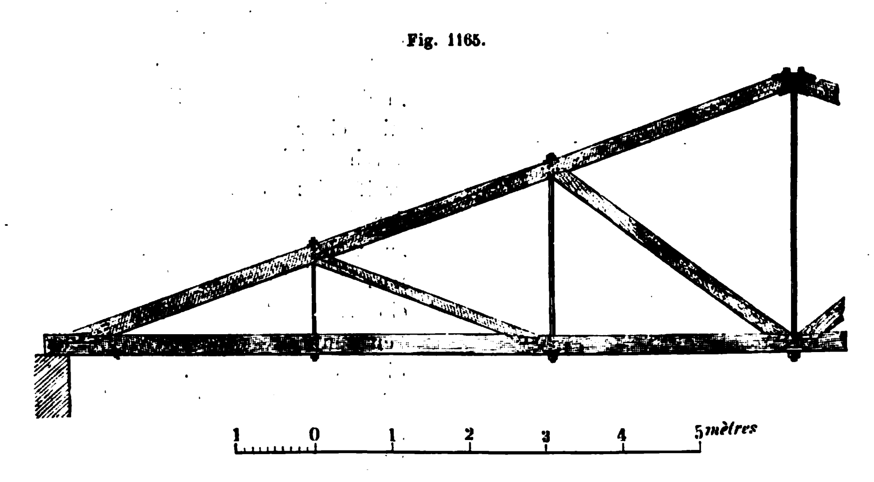
Eine vortheilhaftere Unterstützung wird den Hauptsparren durch Streben zu Theil, welche sich unter einem rechten Winkel mit ihnen verbinden. Diese Anordnung führt auf das, bereits in Fig. 818 dargestellte System, wo-

Fig. 1162. Fig. 1163. Fig. 1164.



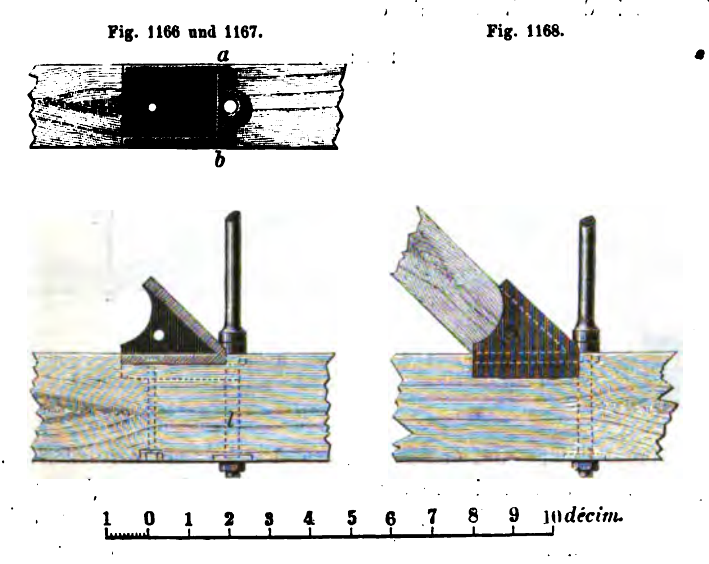
bei die Rundstangen eine schräge Richtung verfolgen. Die Balken, Streben und Sparren sind aber im vorliegenden Falle aus Holz zu denken.

Fig. 1165.



Es wurde bereits oben bemerkt, dafs man in solchen Fällen, wo locale Verhältnisse eine abschliefsende Decke nicht bedingen, die Binderbalken fortläfst

Fig. 1166 und 1167. Fig. 1168.



und die Sparrenfüfse durch Zugstangen verbindet, wodurch die Umfassungsmauern einen geringeren Druck erleiden, und die ganze Construction an Leichtigkeit gewinnt. Die Unterstützung der Sparren kann dabei, wie vorhin, durch Kehlbalken, oder durch Streben erfolgen.

Ein in dieser Weise zusammengesetzter Binder ist in Fig. 1172 im Querprofil dargestellt und dabei angenommen, dafs der in gröfserer Länge frei verlegte Kehlbalken in seiner Mitte auf den Kuppelplatten noch ein festes Auflager finden soll, wie dies die Details der Figuren 1173 und 1174 in der Ansicht und im Querdurchschnitt veranschaulichen. Die Rectification der Stangenverbindung wird durch die beiden Schlösser x vermittelt.

Was das Endauflager des Sparrens anbetrifft, so ist dieses am vortheilhaftesten in der Weise herzustellen, dafs man den Fufs desselben, der genau passend und scharfkantig bearbeitet werden mufs, mit einem gufseisernen Schuh verbindet und in der Richtung der Zugstangenachse mit einer Durchbohrung versieht, durch welche jene Stange hindurchgreift; ihre Verschraubung findet an der Rückwand des Schuhes statt, zu welchem Zweck bei einer geneigten Lage der Zugstange hier ein Herzstück angegossen werden mufs, auf dessen Aufsenfläche die Achse derselben normal steht. Als Unterlager für den Schuh dient am besten ein sorgfältig zugerichtetes Werksteinstück, auf dessen Oberfläche zur Ausgleichung der etwaigen Unebenheiten ein ganz dünnflüssiger Cement aufgetragen wird. Sollte die Beschaffenheit des Steinmaterials es wünschenswerth erscheinen lassen, den

Fig. 1169 und 1170.

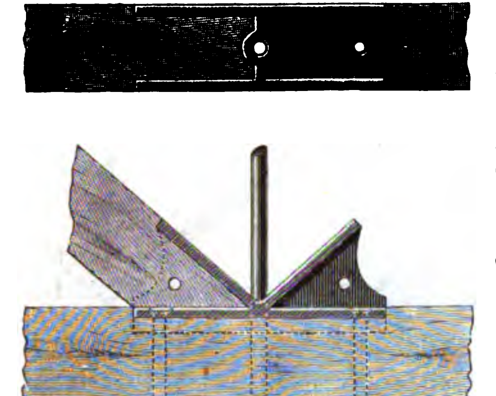
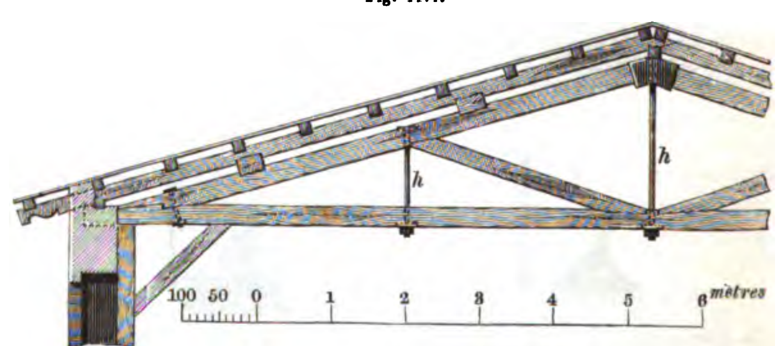


Fig. 1171.



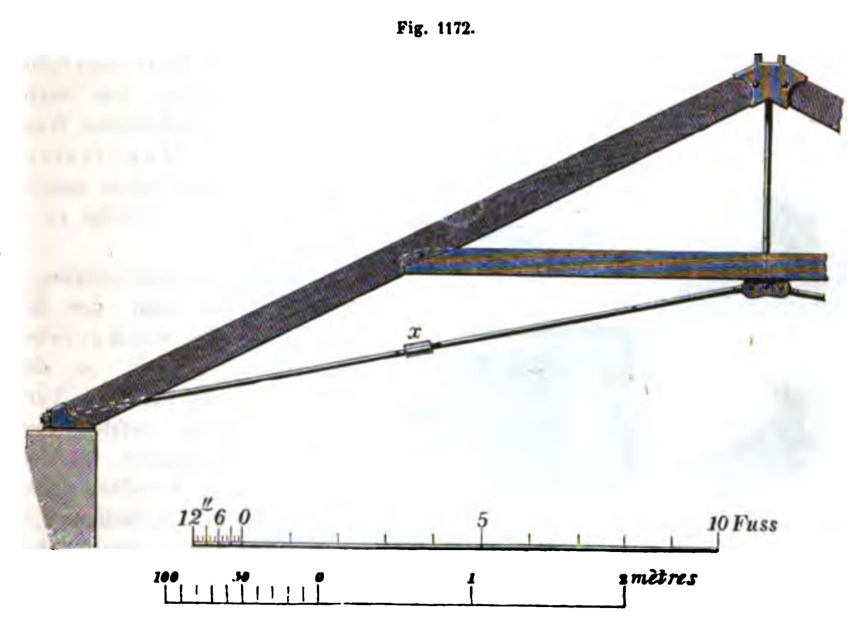
Druck des Hauptbinders auf eine gröfsere Fläche zu vertheilen, so wäre eine entsprechende Verbreiterung der Fufsplatte des Schuhes zu empfehlen; eine Verankerung desselben mit dem Frontmauerwerk ist nur bei hohen und steilen Dächern nothwendig, da der Stofs des Windes hier auf Umkanten des Daches wirkt und dabei häufig eine so grofse Angriffsfläche findet, dafs auf eine möglichst feste Verbindung zwischen dem Gespärre und den Umfassungsmauern Rücksicht genommen werden mufs.

In den Figuren 1175 bis 1178 ist ein solcher Schuh in den verschiedenen Ansichten, und zwar so grofs dargestellt, dafs es kaum erforderlich scheint, noch einige Bemerkungen hieran zu knüpfen. Die Länge desselben kann durchschnittlich auf 30 bis 40 Centim., die Breite der Fufsplatte auf 25 bis 30 und die Wandstärke auf 1,5 bis 2 Centim. angenommen werden.

Aus den Figuren 1179 und 1180 ist ferner noch eine von der obigen Darstellung etwas abweichende Form des Schuhes ersichtlich. Derselbe

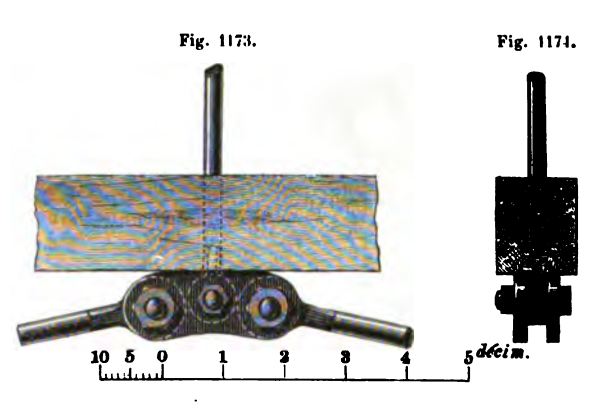
enthält hier eine schräg gestellte, an der Innen- und Aufsenfläche gewölbte Rückwand, der entsprechend das Auflagerende des Bindersparrens genau zu-

Fig. 1172.



gerichtet werden mufs. An der Befestigungsstelle der Zugstange ist ein cylindrisches, durch eine Unterrippe verstärktes Mundstück erforderlich. Die unverrückbare Lage der untersten Fette wird durch eine, an die obere Fläche des Schuhes angegossene Wand gesichert, mit der sich zu ihrer Unterstützung eine Querrippe verbindet.

Fig. 1173. Fig. 1174.

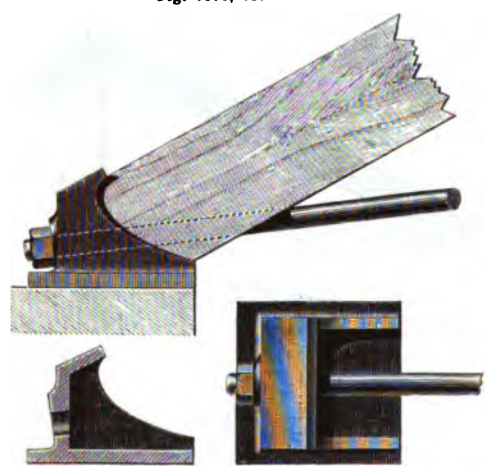


Statt der gewöhnlichen Befestigungsweise der Zugstange ist auch eine Anordnung im Sinne der Fig. 1181 zulässig, wobei die abgeplatteten Endstücke derselben mittelst eines, an die Rückwand des Schuhes angelegten schmiedeeisernen Keiles *k* fest angetrieben werden. Hinsichtlich der Festigkeit ihrer Verbindung steht übrigens eine solche »Keilstellung« im Allgemeinen der Verschraubung nach, abgesehen davon, dafs es schwierig ist, aus dem Sparrenfufs die nöthige Oeffnung für die Einlage eines Schieneneisens heraus zu stemmen.

Sehr unzweckmäfsig ist ferner die, in Fig. 1182 dargestellte und für die Binder eines Locomotivschuppens auf dem Bahnhofe zu Frankfurt a. O. gewählte Form des Schuhes, und zwar hauptsächlich aus dem Grunde, weil die Zugstange hier mit einem angegossenen Lappen verschraubt ist, der bei

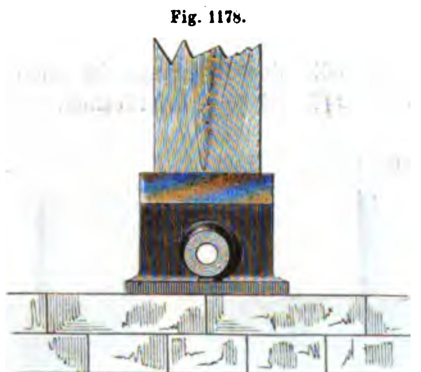
seiner grofsen Unzuverlässigkeit die Sicherheit der ganzen Construction in Frage stellt; auch verstöfst diese Anordnung gegen das Grundprincip, dafs die Schwerpunktslinien des Sparrens und der Zugstange sich wo möglich in der Mitte des Schuhes schneiden müssen. Die letzteren sind in dem angeführten Beispiel auf eichene Mauerlatten *a* gelegt, um den Druck angeblich auf eine gröfsere Fläche zu vertheilen.

Fig. 1175, 1176 und 1177.



Wenn zur Unterstützung der Bindersparren statt des Kehlbalkens je eine Bockstrebe in Anwendung kommt, so dürfte deren gemeinschaftliche Verbindung in ihrem tiefsten Punkte einige Schwierigkeit darbieten; zur Beseitigung derselben erscheint es auch hier am geeignetsten, sich eines gufseisernen Schuhes zu bedienen, welcher zugleich eine bequeme Befestigung sämmtlicher Zugstangenenden gestattet.

Fig. 1178.



Die Form eines solchen Schuhes geht in der Ansicht und in 2 Durchschnitten aus den Figuren 1183 bis 1185 hervor. Es wäre nur noch zu bemerken, dafs die unteren Lappen *nn*, welche die Zugstangenenden zwischen sich fassen, eine ausreichende Stärke erhalten müssen, damit sie der auf Zug gerichteten Inanspruchnahme vollkommen gewachsen sind. Auch dürfte hierbei die allgemeine Regel, die Schwerpunktslinien sämmtlicher in einem Last- und Knotenpunkte zusammentreffender Constructionstheile in einem Punkte schneiden zu lassen, in solchem Falle nicht immer strikte einzuhalten sein.

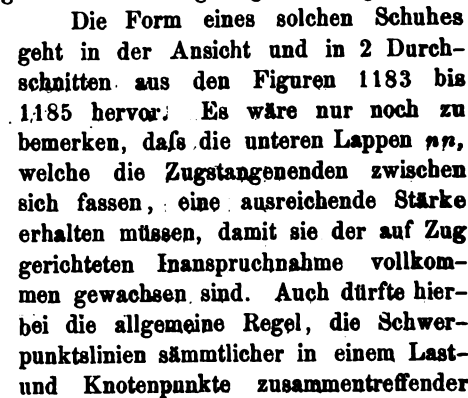


Fig. 1179.

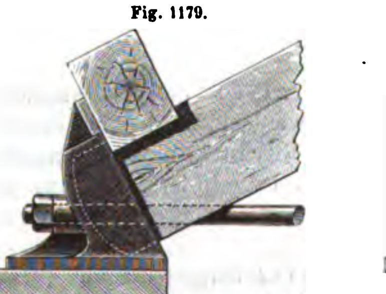


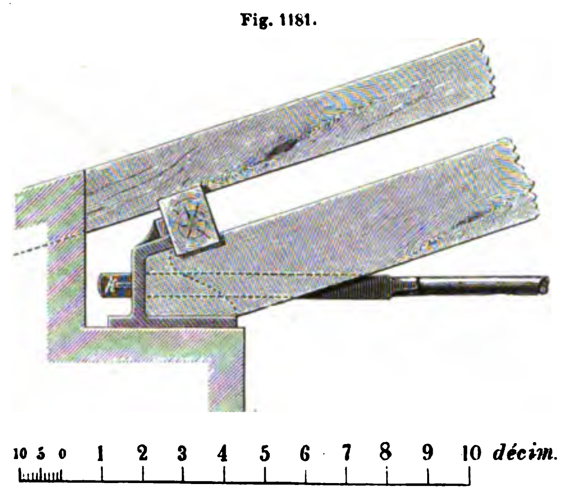
Fig. 1180.

Schneiden sich die Mittellinien des Sparrens und der Strebe unter einem spitzen Winkel, so geschieht die Verbindung dieser beiden Hölzer mittelst Zapfen und Versatzung.

Wenn bei der, in Fig. 1172 dargestellten Construction die Zugstange in horizontaler Richtung durchgreift und mittelst zweier Vertikalstangen an den Verbindungspunkt des Sparrens mit dem Kehlbalken

angehängt wird, so entsteht das System der Fig. 1186; dasselbe unterscheidet sich von dem der Fig. 1156 nur dadurch, dafs statt des Binderbalkens ein Zug-

Fig. 1181.



anker auftritt. Das richtige Einstellen des letzteren erfolgt am geeignetsten durch die Schraubenmuffen *nn*, in Verbindung mit dem Zwischenstück *n'*, vergl.

Fig. 1182. Fig. 1183.

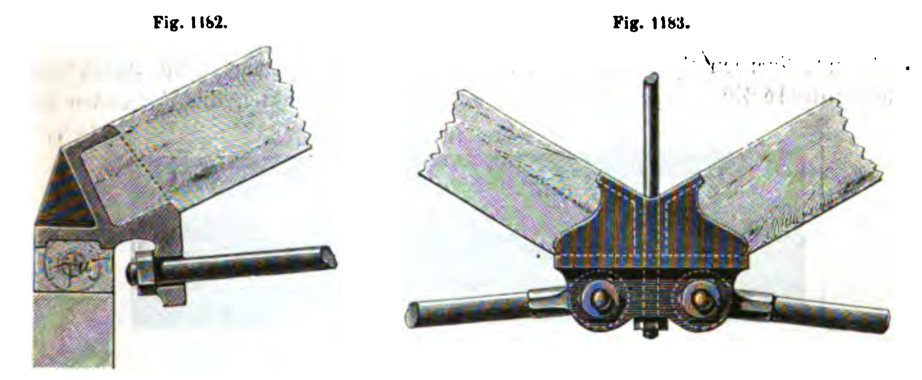
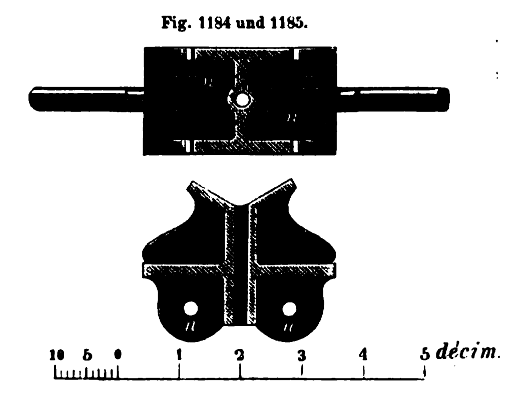


Fig. 1187, welches durch die Vertikalstange schwebend erhalten wird. Da die Längenverbindung durch die Fetten allein nicht in ausreichendem Mafse sich herstellen läfst, so sind zu diesem Zweck über den einzelnen Bindersparren durchlaufende Kreuzverbindungen aus Flacheisen anzuordnen.

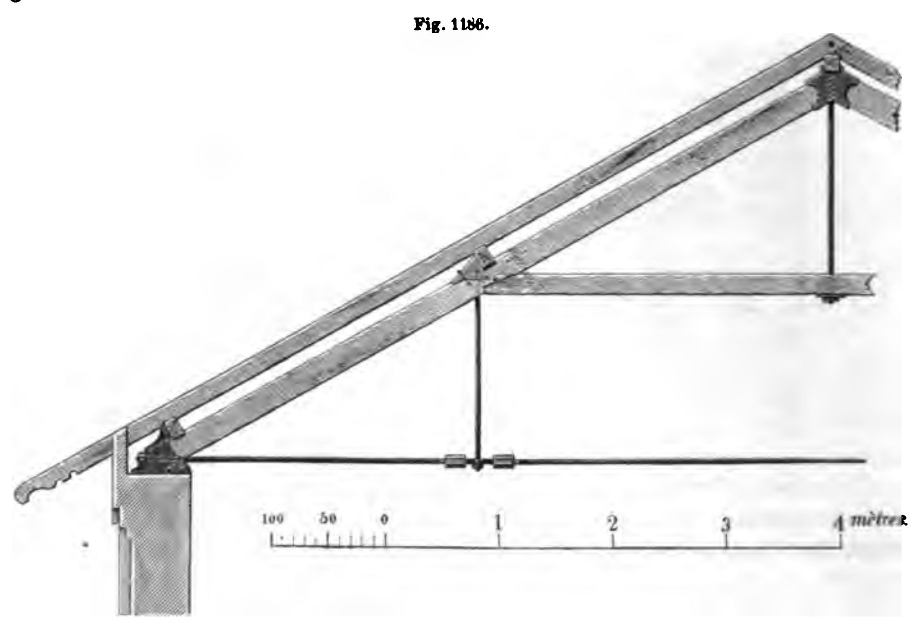
Fig. 1184 und 1185.



Sehr häufig liegt einer, in Holz und Eisen ausgeführten Dachconstruction die in Fig. 816 angedeutete Form zu Grunde, welche zuerst von Camille Polonceau bei den Stationsgebäuden zwischen Paris und Versailles zur Anwendung kam und deren

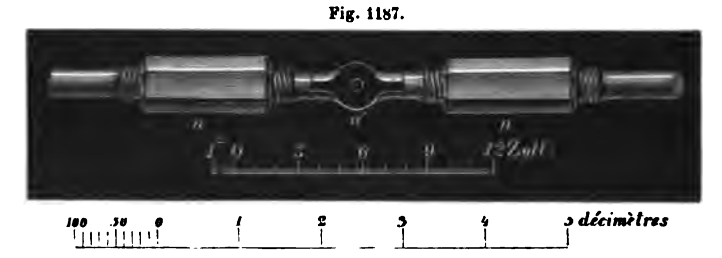
bereits bei den ausschliefslich aus Eisen construirten Dächern Erwähnung geschah. Der Horizontalschub eines, nach dem Princip der Armirung unter-

Fig. 1186.



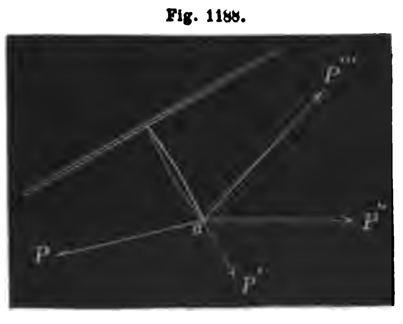
stützten hölzernen Sparrens des Polonceau'schen Systems wird durch eine polygonale Zugstange aufgehoben, mit deren Eckpunkten die Fufsenden der

Fig. 1187.



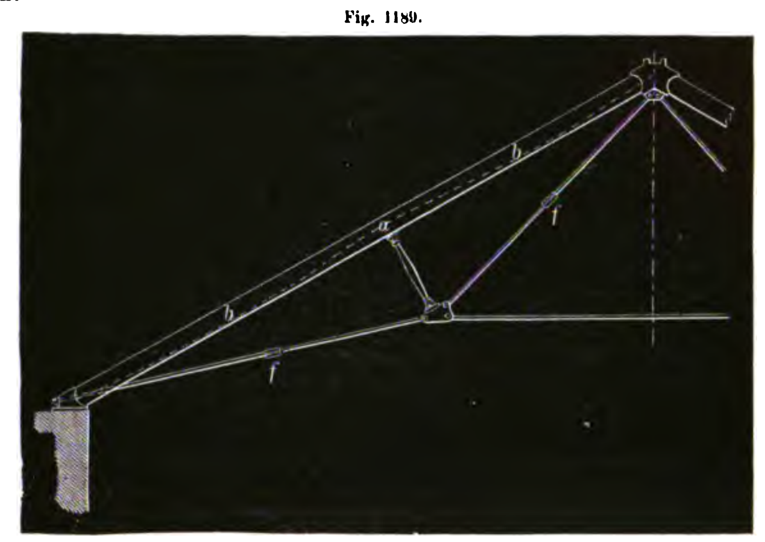
Strebe und der geneigten Stange sich zu einem festen Knoten verbinden, so dafs ein Verschieben des Systems offenbar nicht möglich ist, so lange die auf diesen Punkt a einwirkenden Kräfte P, P', P'' und P''', Fig. 1188, untereinander im Gleichgewicht sind. Nach Mafsgabe der ungleichen Inanspruchnahme jener Stangen wird die verschiedene Stärke derselben rechnungsmäfsig zu ermitteln sein. Um sie dauernd in einer, für die ganze Verbindung zweckdienlichen Spannung zu erhalten, bedient man sich einer Schraubenmuffe, welche in der Mitte des horizontalen Zugstangenstücks zur Anwendung kommt; noch leichter liefse sich dieser Zweck durch Einlegen zweier solcher Muffen, resp. Schlösser ff, in die geneigten Zugstan-

Fig. 1188.



genstücke der Armirung erreichen, wie dies in Fig. 1189 vorausgesetzt worden.

Fig. 1189.



Wenn man nun auch allerdings leicht im Stande ist, dem Sparren unter der Einwirkung des, in der Strebe aufwärts gerichteten Druckes eine gekrümmte Form zu geben, so wird doch der Widerstand desselben gegen Bruch dadurch in keiner Weise erhöht; denn da der Sparren in seiner Mitte als fest unterstützt und an beiden Enden als frei aufliegend betrachtet werden kann, so nimmt die elastische Linie unter dem Drucke der Belastung die in Fig. 1189 punktirt gezeichnete Form

Fig. 1190.

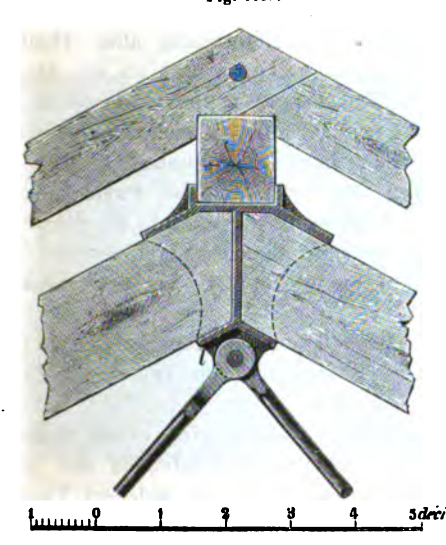
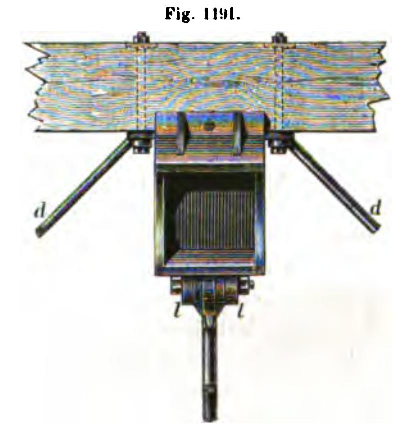


Fig. 1191.



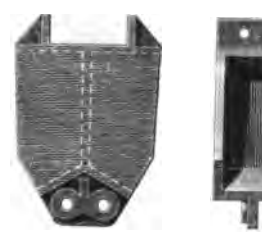
an, so dafs der Bruch entweder **oben** im Punkte *a*, oder **unten** in den Punkten *bb* durch Zerreifsen der von der neutralen Achse entferntesten Faserschicht erfolgt. Nun ist aber das Biegungsmoment der äufseren Kräfte, möge die Belastung als **Einzelkraft** oder **gleichmäfsig vertheilt** auftreten, in allen

Fällen über dem Stützpunkte, hier also im Punkte *a* am gröfsten, weshalb der Grenzzustand der Elasticität zunächst an dieser Stelle und selbst dann schon erreicht wird, wenn der Sparren seine geradlinige und ursprüngliche Form beibehält; um wieviel leichter würde jedoch dieser Zustand in dem Falle eintreten, wenn derselbe durch jenes »Parforcemittel« eine aufwärts gekrümmte, convexe Gestalt annimmt! Sollte der Sparren in der That einer bedeutenden Belastung ausgesetzt sein, so würde es sich im Gegentheil empfehlen, das Mittelauflager desselben über dem Strebekopf etwas niedriger anzuordnen, als die beiden freien Endauflager im Firstpunkte und an der Traufseite, wodurch seine Tragfähigkeit nicht unwesentlich vergröfsert wird. —

In Nachstehendem schliefsen wir nun noch einige Details dieses Systems an, soweit dieselben bei der vorangegangenen Betrachtung der ausschliefslich aus Eisen bestehenden Dächer noch nicht ihre Erledigung gefunden haben.

Die Figuren 1190 und 1191 stellen im Durchschnitt und in der Seitenansicht den Firstschuh dar, welcher unterhalb der Sparrenköpfe gewöhnlich mit zwei angegossenen Lappen *ll* versehen wird, zwischen denen die hier zusammentreffenden zwei, resp. drei Rundstangen ihre Befestigung erhalten. Fehlt — wie im vorliegenden Falle vorausgesetzt — die Vertikale, so bringt man die Achsen der beiden geneigten Stangen in eine und dieselbe Ebene dadurch, dafs man das Kopfende der einen derselben gabelförmig gestaltet und das abgeplattete, mit einem »Auge« versehene Ende der anderen dazwischen greifen läfst. Eine Schraube dient zur Befestigung aller Theile. Hierbei ist aber stets auf einen möglichst korrekten Anschlufs der Stangenenden an die Seitenflächen der Lappen Bedacht zu nehmen, damit diese durch die Bolzen in keine, für die Sicherheit der Verbindung nachtheilige Spannung gerathen. Dieselben bieten daher nicht immer eine unbedingt sichere Garantie gegen ein plötzliches Abknicken von der Unterwand des Firstschuhes; hierzu kommt, dafs das Vorhandensein jener Lappen nicht gestattet, die Schwerpunktsachsen sämmtlicher, im Dachfirst zusammentreffender Verbandstücke in einem Punkte zu vereinigen; es ist mithin an dieser Stelle ein permanentes Drehungsmoment vorhanden.

Fig. 1192. Fig. 1193.



Aehnliche Lappen, aber horizontal liegend und an den Seitenwänden des Schuhes angegossen, vermitteln die Befestigung der zur Längenverbindung erforderlichen Diagonalstangen *d*.

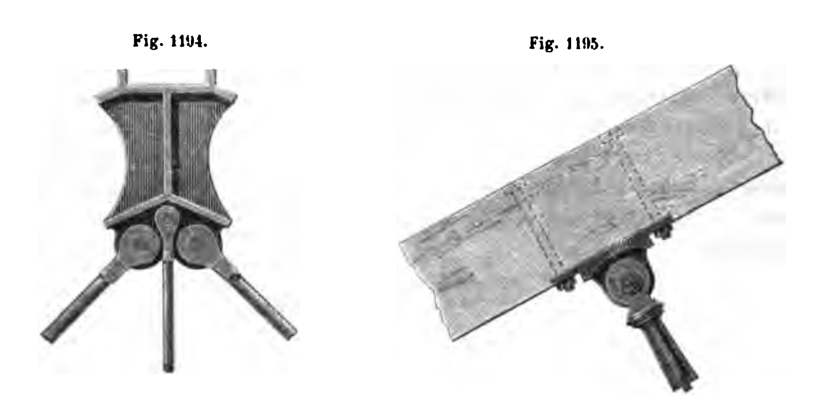
Die Figuren 1192 und 1193 zeigen in zwei Ansichten eine etwas andere Form jenes Schuhes. Es sitzen hier die abgeplatteten Kopfenden der geneigten Stangen nicht über-, sondern nebeneinander, zu welchem Zweck auch eine doppelte Verschraubung nothwendig wird. Die betreffenden Lappen sind in diesem Falle gröfser und an ihrer Aufsenfläche mit verstärkt angegossenen Herzstücken versehen, an die sich die Bolzenköpfe anlegen.

Ist aufser den beiden geneigten Stangen noch eine mittlere Vertikale vorhanden, so geschieht deren Befestigung entweder einzeln, Fig. 1194, oder

die der beiden ersteren gemeinschaftlich, im Sinne der Fig. 1190, und dann die der Vertikalen extra und für sich.

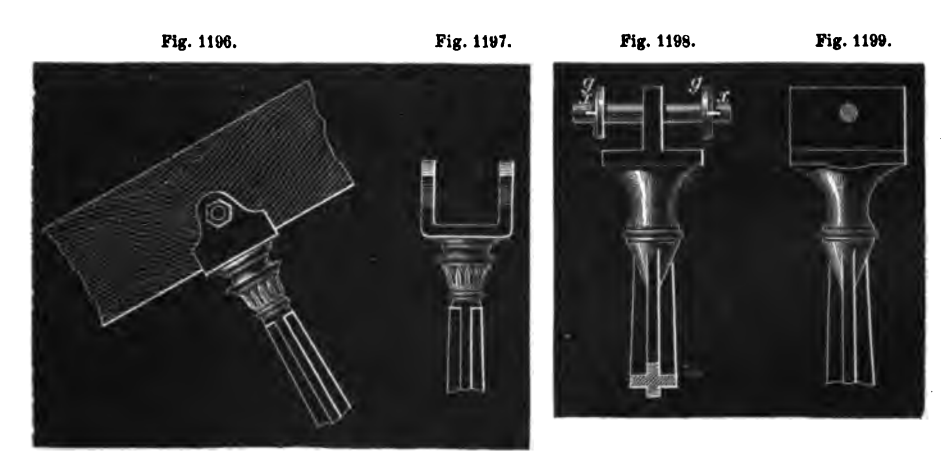
Uebrigens bedarf es zur Befestigung aller Stangen nur eines Lappens in dem Falle, daſs die Kopfenden derselben sämmtlich in der Gabelform ausgeschmiedet werden.

Fig. 1194. Fig. 1195.



Was die Verbindung der Strebe mit dem Sparren anbetrifft, so geschieht diese sehr häufig mittelst einer Stützplatte, Fig. 1195, die mit dem Sparren zu verbolzen ist, wobei sie in die Unterfläche des letzteren mit ihrer vollen Stärke vertieft eingelassen wird. Das mit einem Zapfen versehene Kopfende der, hier kreuzförmig gedachten Strebe greift — analog der Befestigungsweise der Rundstangen am Firstschuh — zwischen zwei an der Unterfläche jener Platte sitzende Lappen, durch die ein Bolzen hindurchgeht.

Fig. 1196. Fig. 1197. Fig. 1198. Fig. 1199.



Eine sehr vortheilhafte Unterstützung der Sparren läſst sich auch durch eine gabelförmige Endigung der Strebe im Sinne der Figuren 1196 und 1197 erreichen; die beiden Seitenwände derselben sind dabei in das Holz vertieft einzulegen.

Endlich ist in den Figuren 1198 und 1199 noch eine andere Anordnung dargestellt, wobei die Strebe in einem 2,5 Centim. starken und 8 bis 10 Centim. langen Zapfen endigt, der in ein genau ausgearbeitetes Zapfenloch des Spar-

rens eingreift; die weitere Befestigung geschieht hier durch einen Splintbolzen, und durch zwei schmiedeeiserne Keile *xx*, mittelst deren die beiden Blechscheiben *gg* an die Seitenflächen des Sparrens fest angedrückt werden.

Nachdem wir die bei diesen Dächern gebräuchlichsten Verbindungen einer kurzen Betrachtung unterzogen haben, lassen wir nachstehend noch einige hierher gehörige, mehr oder minder complicirte Dachverbände folgen, die in ihrer Construction Eigenthümlichkeiten darbieten.

Wir führen dieselben hauptsächlich aus dem Grunde an, um zu zeigen, wie die schwerfälligen, ganz aus Holz bestehenden Hängewerks-Constructionen unserer alten Reitbahnen, Exercirhäuser u. s. w. beseitigt und nach verändertem Modus in rationeller Verbindung mit Eisen ausgeführt werden können.

Fig. 1200.

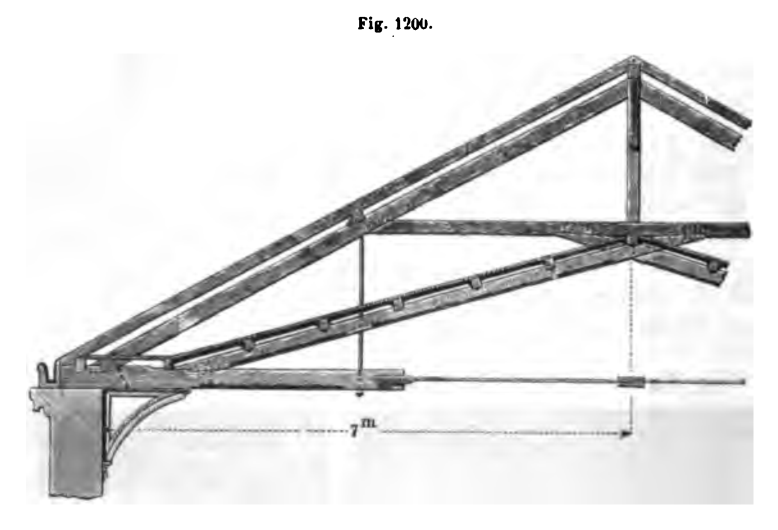
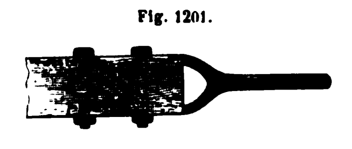


Fig. 1200 zeigt eine Dachverbindung für einen Raum von etwa 12m5 bis 14m0 Tiefe. Die Construction ist im Sinne eines Fettendaches vorausgesetzt, wobei die Unterstützung der Bindersparren durch einen Kehlbalken erfolgt. Die abgeschnittenen, und in der Mitte durch eine Zugstange ersetzten Balken werden an ihrem frei vortretenden Ende mittelst einer Vertikalstange an den festen Knotenpunkt des Systems angehängt. Ein in der Mitte überkreuztes Strebepaar dient zur Unterstützung der schwachen Langhölzer, auf welchen die Schalbretter des sattelförmigen Deckenschlusses liegen.

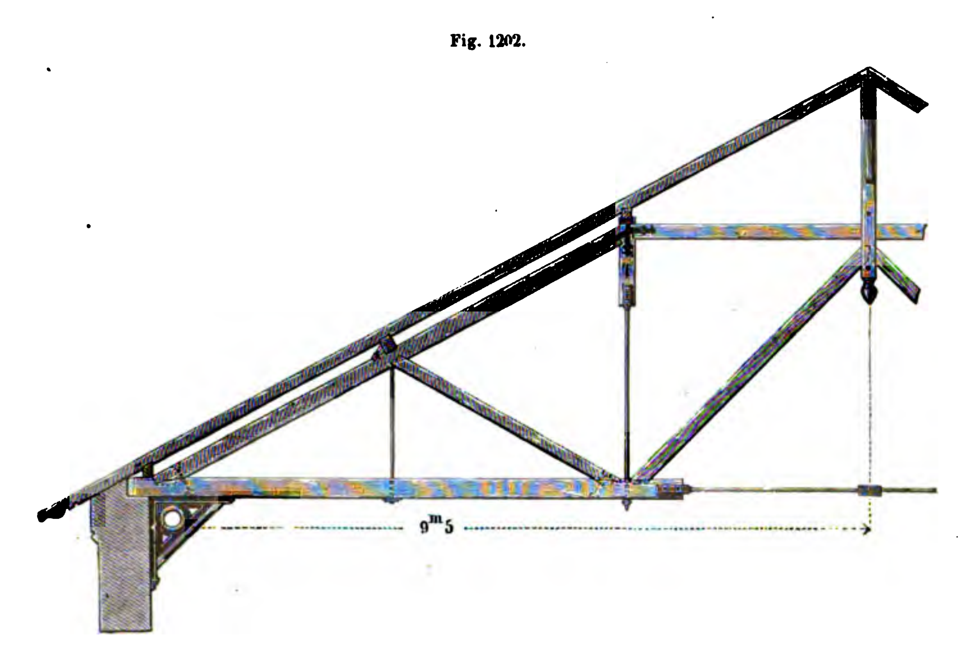
Fig. 1201.



Aus Fig. 1201 ist ferner ersichtlich, wie die beiden, durch eine Kuppelung verbundenen Zugstangenstücke in einer Bügelform endigen und mittelst dieser an die Balkenköpfe befestigt werden. Diese Verbindung läfst sich auch dahin modificiren, dafs man den Bügel als einen besonderen Constructionstheil in Anwendung bringt, mit dessen Querwand die Zugstangenenden zu verschrauben sind.

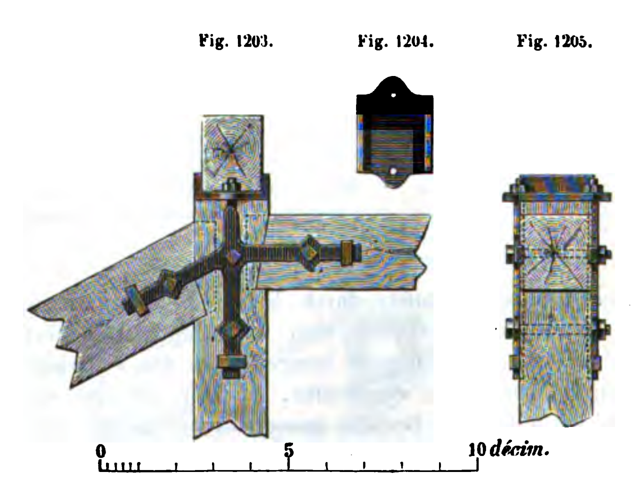
Die in Fig. 1202 dargestellte Dachconstruction eignet sich für einen Raum von 17m0 bis 19m0 Tiefe. Statt der sonst üblichen, bis zum Balken durchgreifenden Hängesäule ist hier im unteren Theile derselben ein Rundeisen ein-

Fig. 1202.



gestellt, welches die aus beiden Streben resultirende Vertikalkraft aufzunehmen und auf den festen Knotenpunkt zu übertragen hat. Die Rundstange umfaſst die Hängesäule mit einer gabelförmigen Endigung, deren Eisenstärke in das Holz vertieft einzulegen ist. Da der Kopf dieser Säule nicht hoch genug ist, um der aus der Strebe resultirenden Vertikalkraft einen ausreichenden Widerstand zu leisten, so soll zur Verstärkung eine guſseiserne Platte in Anwendung kommen, und diese durch beiderseitig angelegte und oben verschraubte Bänder an das Hirnholz fest angedrückt werden. Auf dieser Platte ruht die Fette zwischen zwei angegossenen Rändern, die sie gegen seitliches Verschieben sicher stellen.

Fig. 1203. Fig. 1204. Fig. 1205.

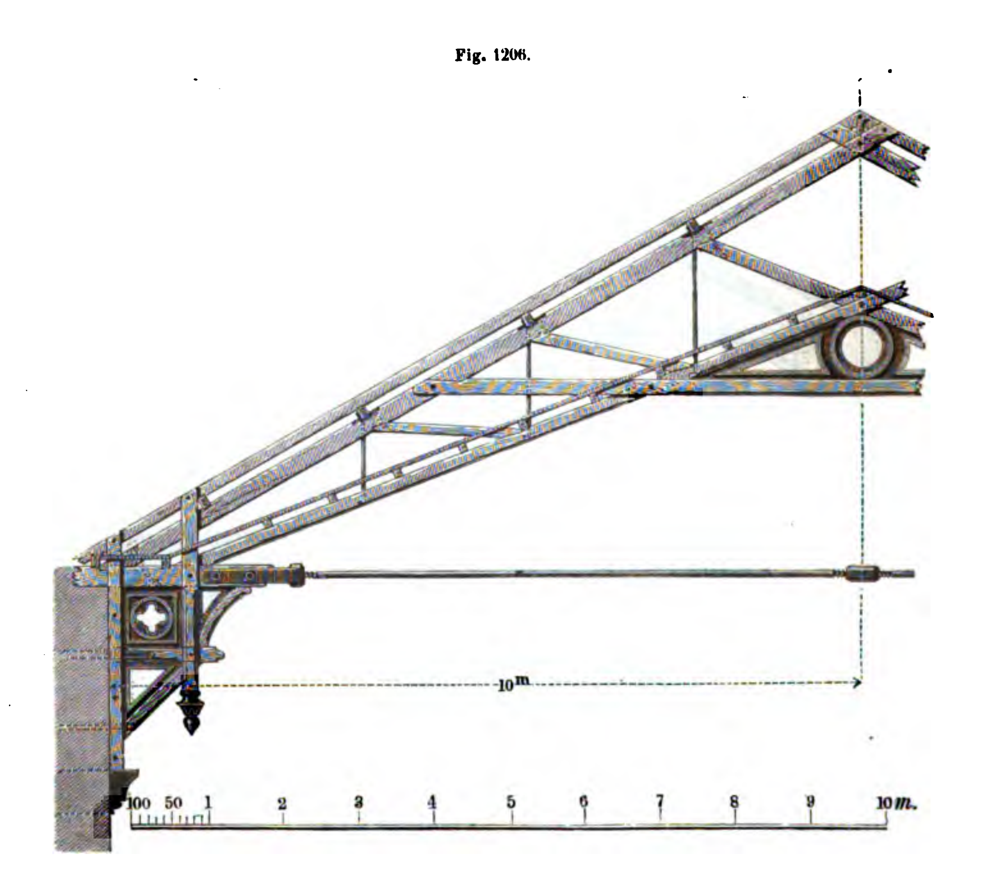


Die Figuren 1203 bis 1205 zeigen das Detail dieser Verbindung in der Vorder- und Seitenansicht, nebst Aufsicht auf jene Platte. Die abgeschnittenen

Balkenstücke werden durch Rundstangen an die festen Punkte des Systems angehängt und in der Mitte des Raumes durch eine Horizontalstange ersetzt.

Fig. 1206 veranschaulicht ein, für eine Spannweite von ca. 20^{m}0 bis 22^{m}0 construirtes Bindersystem, welches durch Streben und Rundstangen in der Vertikalebene vollständig ausgesteift ist. Jede Hälfte des Binders besteht dabei im Grundprincip aus einem Gitterträger, dessen Gurtungen nach dem Auflagerende hin convergiren. In Ermangelung durchgreifender Kopfbänder mufs in solchem Falle der Längenverband, der durch die Fetten allein sich nicht aus-

Fig. 1206.



reichend herstellen läfst, durch Kreuzverbindungen bewirkt werden; dieselben sind aus Flacheisen über die Hauptsparren fortzulegen und mit diesen in eine feste Verbindung zu bringen. Um dem Fufsende der Hauptstreben einen festen Stützpunkt zu verschaffen, ist hier auf eine verbreiterte Auflagerfläche eines jeden Binders Bedacht genommen; es geschieht dies durch vertikale, aus Doppelstücken zusammengesetzte Hängesäulen, die mittelst einer, aus der Figur leicht anschaulichen Holzverbindung in ihrer unverschiebbaren Stellung erhalten werden. Eine solide Verankerung mit dem Mauerwerk dürfte in solchem Falle besonders zu empfehlen sein. Doppelte, aus schwachen Halbhölzern bestehende Zangen vermitteln die Querverbindung des Daches und tragen zur Verringerung des Schubes bei. Die Decke ist auch hier sattelförmig gedacht.

Dasselbe Constructionsprincip findet sich in Fig. 1207 dahin abgeändert, dafs die zur Unterstützung der Bindersparren erforderlichen Streben rechtwinklig gegen ihre Achse gestellt sind. Um dabei die geneigt aufsteigenden

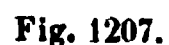
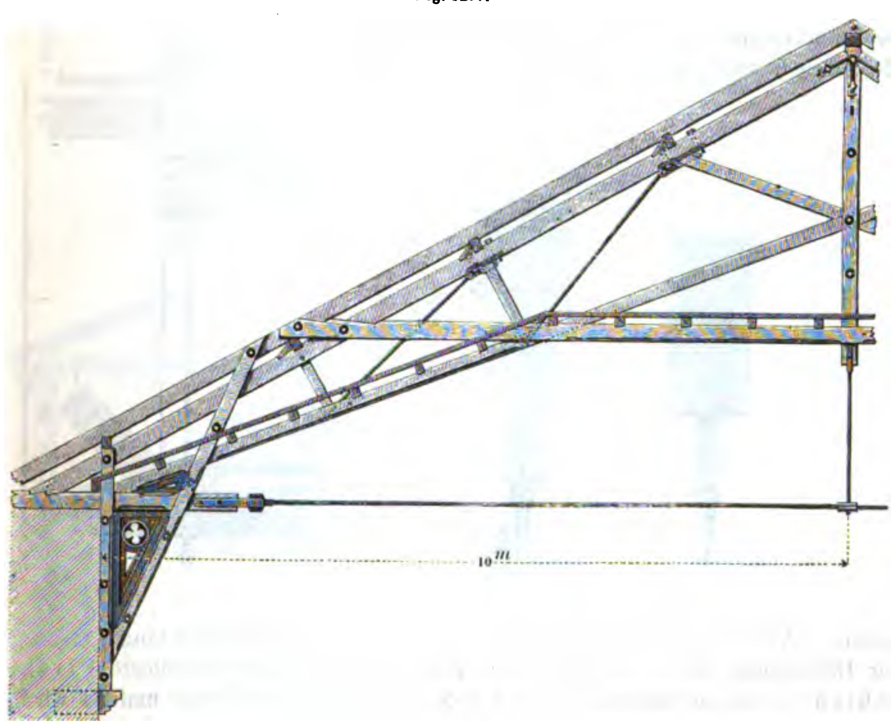
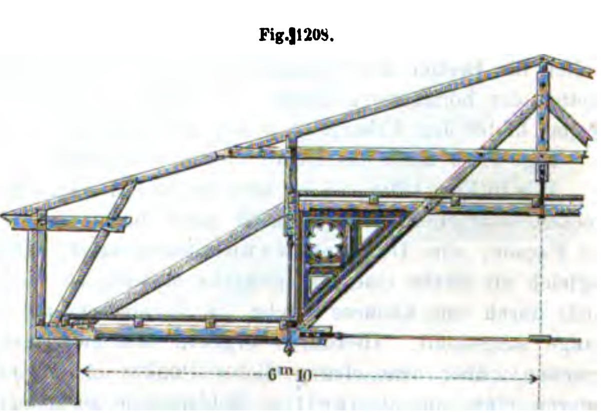


Fig. 1207.



Rundstangen in ihrem Anschlufs an den Strebekopf befestigen zu können, erscheint hier die Anwendung eines Schuhes unabweisbar; derselbe nimmt zwischen seinen 4 Seitenwänden die Strebe auf und vermittelt zugleich die Befestigung jener Stangen zwischen 2 Lappen, die an die Stützplatte angegossen sind. Die Bindersparren greifen in ihrem obersten Punkte in eine, aus Doppelstücken zusammengesetzte Hängesäule, mit der die Querverbindungs-Zangen überschnitten werden. Diese letzteren dienen auch zur Unterstützung eines Theils der Langhölzer, auf welchen die Schalbretter liegen, sodafs die Decke in ihrem mittleren Theile horizontal, an beiden Seiten aber geneigt ist.

Fig. 1208.



In welcher Weise die Decke des Raumes noch anderweitig unterbrochen,

und in der Mitte höher in die Höhe gehoben werden kann, geht aus der Dach-Construction der Fig. 1208 hervor. Die dem Princip des »doppelten Bockes« angehörigen Hängesäulen treten als solche nur in ihrem oberen Theile auf und bestehen hier, wie aus Fig. 1209 im Detail ersichtlich, aus zwei untereinander verbolzten Halbhölzern, welche die Streben und den Spannriegel zwischen sich

Fig. 1210.

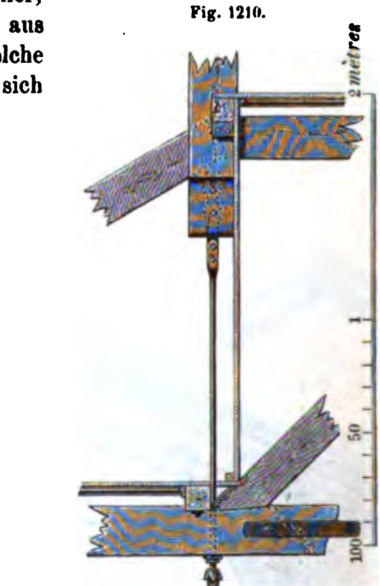


Fig. 1209.



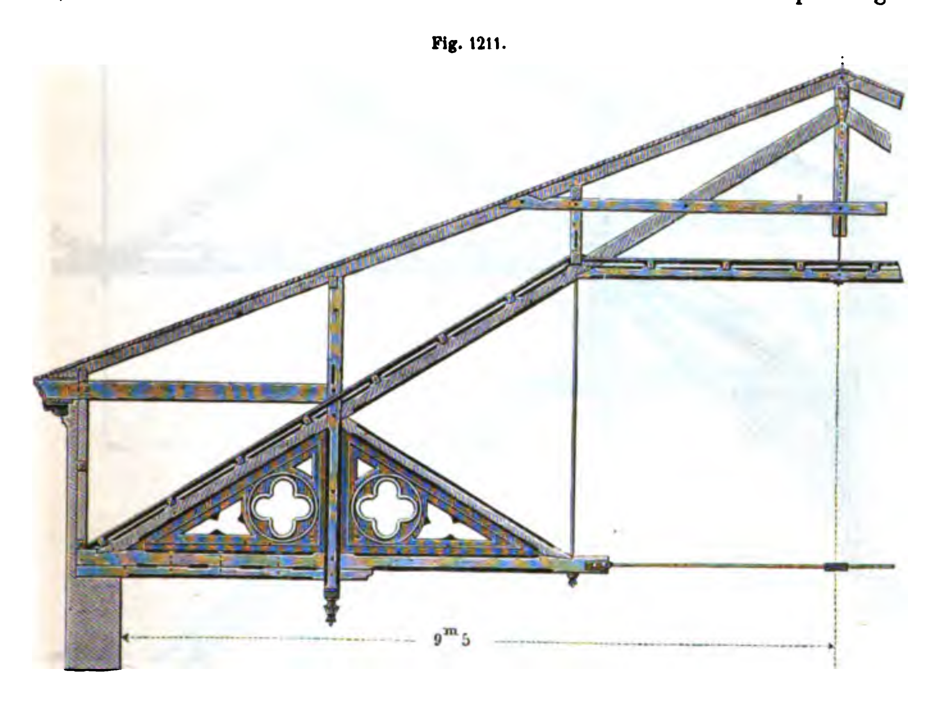
fassen. An ihrem unteren Ende sind sie durch eine Rundstange ersetzt; zur Befestigung derselben dient eine, zwischen jene Hölzer eingelegte Flachschiene *f*, deren verstärkter Theil von der Stange gabelförmig umfafst wird; die letztere tritt jedoch nicht sichtbar hervor, da sie durch die Holzverkleidung des mittleren höheren Deckenschlusses gedeckt wird. Die Seitenwände desselben bestehen aus vertikal gestellten Brettern, die mittelst Feder und Nuth in einander greifen und sich oben an das betreffende Langholz stützen; da dieses Holz gerade gegen die Hängesäule stöfst, so wird hier ein Winkel angeordnet, auf dessen horizontalem Schenkel dasselbe aufruht. An ihrem unteren Ende greifen die Bretter der Vertikalwand mittelst einer Feder in die anschliefsenden Bretter der horizontalen Decke; ein kleines, an hölzernen Knaggen befestigtes Gesims bildet den Uebergang beider Deckentheile.

Fig. 1210 zeigt das Detail dieser Verbindung.

Wie in Fig. 1208, so ist auch bei der in Fig. 1211 dargestellten Dach- und Deckenconstruction, zum Vortheil einer besseren architektonischen Ausbildung der Façade, eine Drempelwand vorausgesetzt. Der Bindersparren, der hier zugleich als Strebe eines Hängewerks auftritt, ist theils durch einen Kehlbalken, theils durch eine kleinere Strebe, in Verbindung mit der zugehörigen Vertikalstange ausgesteift. Hierdurch ergeben sich zwei feste Knotenpunkte der Construction; über dem oberen dieser Punkte steht eine einfache, über dem unteren eine, aus doppelten Bohlstücken zusammengesetzte Stuhlsäule; die erstere ruht auf einer Schwelle, die in einem gufseisernen Schuh lagert, wie dies aus Fig. 1212 ersichtlich ist. Um die Monotonie einer geraden Decke zu unterbrechen, ist dieselbe auch hier in gebrochener Form angeordnet.

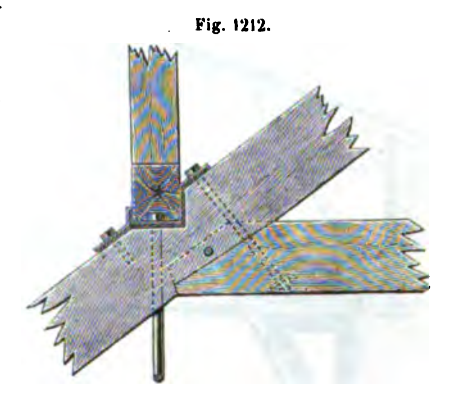
Von dem zuletzt dargestellten Binder unterscheidet sich das durch Fig. 1213 veranschaulichte System hauptsächlich dadurch, daſs hier die Hauptsparren im unteren Drittel ihrer Länge im Princip eines **Sprengewerks** unterstützt werden, bestehend aus 2 Streben und dem dazwischen befindlichen Spannriegel.

Fig. 1211.



Da der letztere seiner gröſseren Länge wegen noch einer weiteren Unterstützung bedarf, so erfolgt diese durch Streben und Vertikalen im Sinne des Dreieckssystems. In der Mitte des Spannriegels treffen die verschiedenen Constructionstheile in einem guſseisernen **Schuh** zusammen, der durch eine Rundstange an den Firstpunkt aufgehängt wird. Die abgeschnittenen Binderbalken sind mit den, zum Sprengewerk gehörigen Streben zu überschneiden.

Fig. 1212.



Aus Fig. 1214 geht ferner hervor, in welcher Weise die obige Dachverbindung noch einer anderweitigen Abänderung fähig ist. Der Zusammenstoſs des Spannriegels mit dem Bindersparren wird hier durch eine, bis zur Dachfläche durchgreifende **Doppelstrebe** gedeckt, auf der zugleich das unterste Rahmstück aufruht. Im Uebrigen geschieht die Unterstützung der Hauptsparren durch eine **vertikal** gestellte, **guſseiserne** Strebe, welche die volle Belastung der über ihr stehenden Stuhlsäule aufnimmt und auf den Spannriegel überträgt. Der dadurch belastete Punkt desselben ist unter Anwendung eines **Schuhes** mit dem obersten Knotenpunkte des Systems zu verbinden. Die in ihrer Mitte

Fig. 1213.

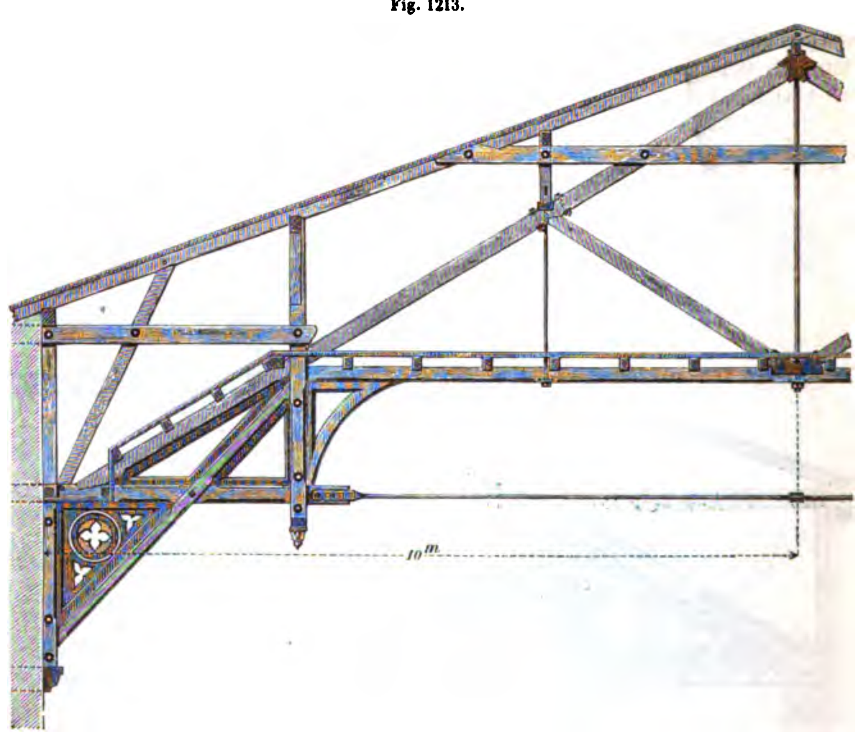
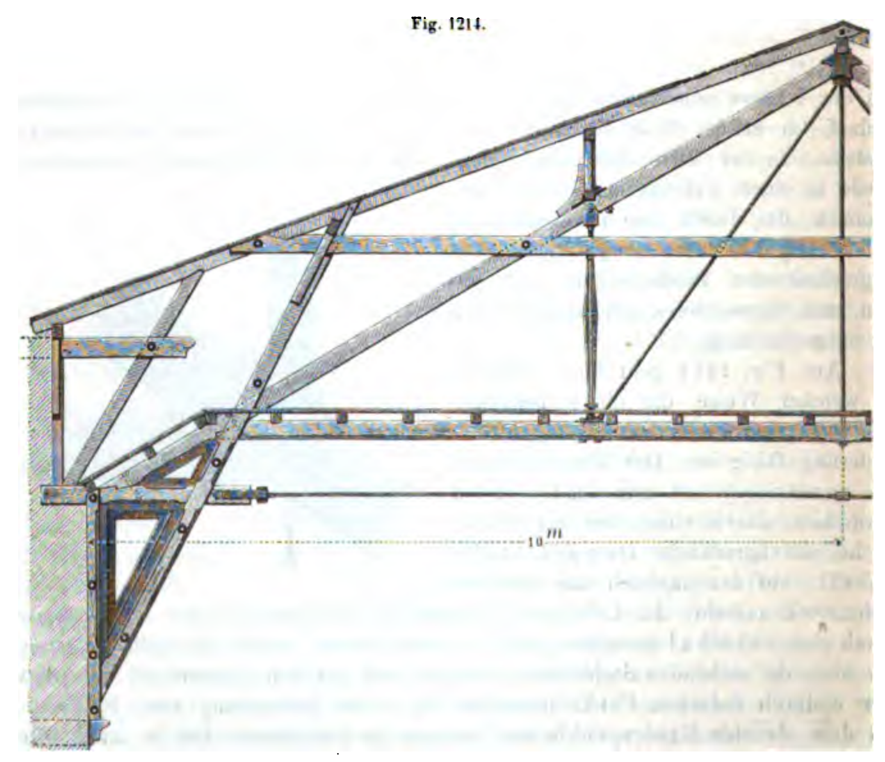


Fig. 1214.



horizontale und nach den Enden hin schräg abfallende Decke kann auch hier kassettirt werden, wodurch ihre Unteransicht einen leichteren und gefälligeren Eindruck macht.

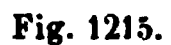


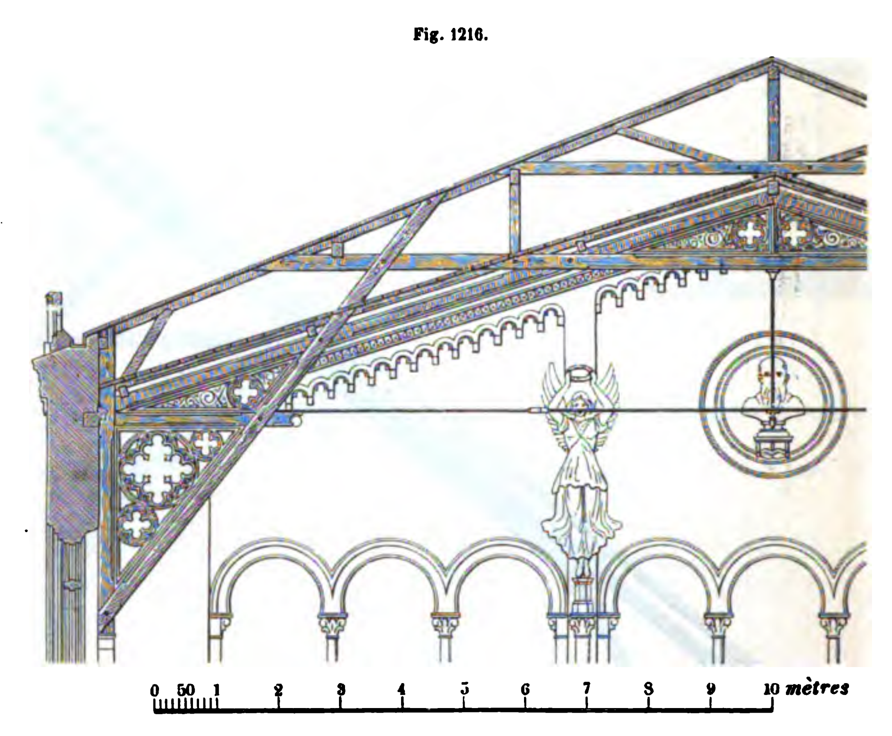
Fig. 1215.

Wenn das Dach des Gebäudes eine steilere Form erhalten und der zu überdeckende Raum in seiner ganzen Höhe möglichst frei verbleiben soll, so eignet sich hierfür die in Fig. 1215 dargestellte Construction. Dieselbe ist ebenfalls im Princip eines Sprengewerks ausgeführt, bei welchem der obere,

horizontale Querbalken (Spannriegel) noch besonders ausgesteift worden. Die Weite des zu überspannenden Raumes kann auf $20^{m}0$ bis $22^{m}0$ angenommen werden.

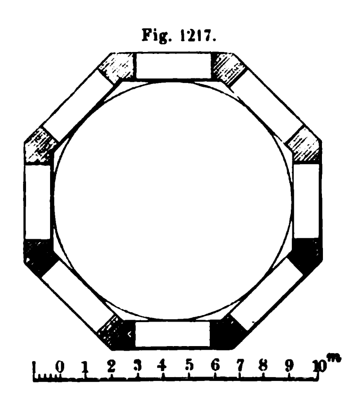
Wir erwähnen endlich noch die im Jahre 1863 ausgeführte und in Fig. 1216

Fig. 1216.



dargestellte Dach-Construction der städtischen Turnhalle zu Berlin. Dieselbe enthält den für die Turnübungen vorschriftsmäfsig verlangten Raum von 10000 □ Fufs = 985,2 □ Meter bei einer lichten Tiefe von $21^{m}9$. Ueberwiegend in Holz construirt, wird der Schub des Daches theils durch hölzerne Zangen, theils — und in der Hauptsache — durch einen, in der Mitte aufgehängten horizontalen Zuganker aufgenommen. Es ist dabei nur zu bedauern, dafs die eiserne Vertikalstange unserm alten Vater Jahn, dessen Bruststück, wie Figura zeigt, nicht die günstigste Aufstellung gefunden, einen schweren Strich durch die vertikale Gesichtsachse bildet. Diesem Uebelstande war leicht abzuhelfen. Da jene Stange überhaupt nur ein »*hors d'oeuvre*« der ganzen Construction ist, so konnte sie einfach fortgelassen werden.

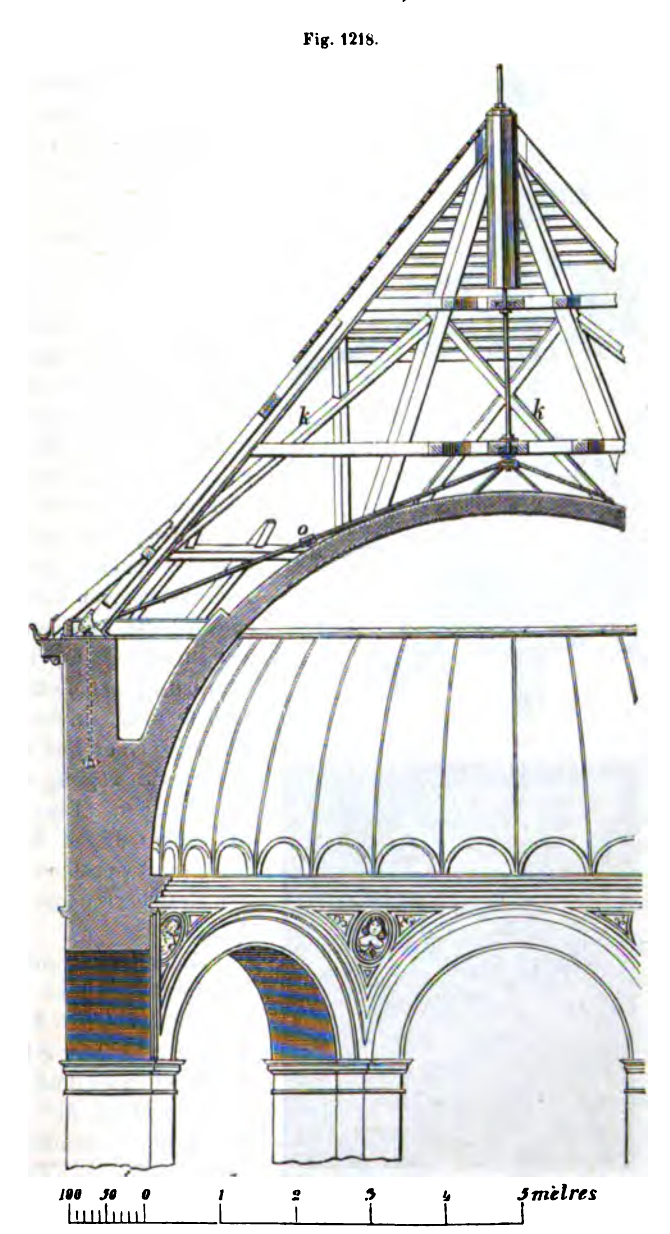
Fig. 1217.



Die Figur 1217 bis 1220 geben die Skizzen zu einem Zeltdache von regulär achtseitiger Grundform mit einem in den Dachraum hineintretenden Kuppelgewölbe, welches in den 8 Ecken durch »*pendentifs*« unterstützt wird. Der Durchmesser des inneren Berührungskreises soll $9^{m}40$ und die Stärke der, durch Gurtbogenöffnungen durchbrochen gedachten Umfassungsmauern $1^{m}10$ betragen.

Was die Construction des Daches anbetrifft, so besteht diese aus 8 Gratsparren, zu deren Unterstützung ein doppeltes Kehlgebälk angeordnet ist; von den hierzu gehörigen Balken greifen zwei mittelst Ueberschneidung rechtwinklig übereinander fort und nehmen 4 Wechsel auf, mit denen sich ebenso viel Kehl-

Fig. 1218.



stichbalken zur Unterstützung der übrigen Gratsparren verbinden. Im Scheitel des Daches fassen die letzteren in eine achtseitige, aus zwei Stücken zusammengesetzte Hängesäule, welche überdies zur Aufnahme der, in der ganzen Höhe derselben durchgreifenden Vertikalstange *s* dient; dieselbe ist oben mit dem

Kopf der Säule, und unten mit der Kuppelung der Zugstangen zu verschrauben. Des in den Dachraum hineintretenden Gewölbes wegen sind die letzteren geneigt aufwärts gerichtet und mit ihren Endigungen zwischen 2 glokkenförmig gestalteten Kuppelplatten verschraubt, wie dies aus Fig. 1219 näher hervorgeht. Um gleichzeitig hiermit eine Unterstützung der Kehlbalken zu verbinden, erhebt sich auf der oberen Platte ein hohler, mit einer Kopfplatte versehener gufseiserner Aufsatz *r*, auf dem die überschnittenen Kehlbalken in ihrer Mitte aufruhen, so dafs mit Hülfe der Schraubenmutter *n* und des ringförmigen Zwischenstücks *n'* ein fester Knotenpunkt gewonnen wird. Eine Regulirung des Stangensystems ist durch die 8 Schraubenmuffen *o* ermöglicht. Da aufser den Gratsparren keine weiteren Zwischensparren vorhanden sind, so wird die Verschalung auf der zwischengelegten Kreuzverstrebung *k* befestigt, die ausserdem nicht unwesentlich dazu beiträgt, einer auf Drehung gerichteten Bewegung der Pyramide vorzubeugen. Eine Horizontalprojection dieser Kreuzstreben, in ihrem Zusammentreffen mit den Gratsparren, ist in Fig. 1220 dargestellt.

Fig. 1219.

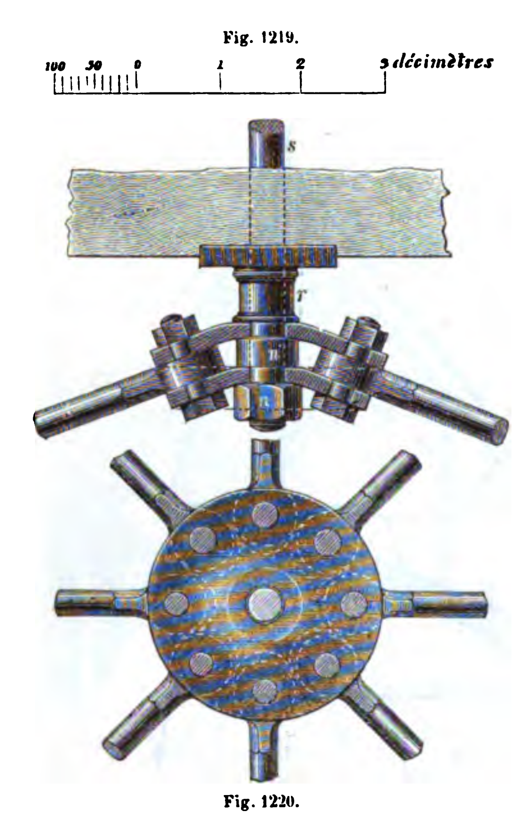
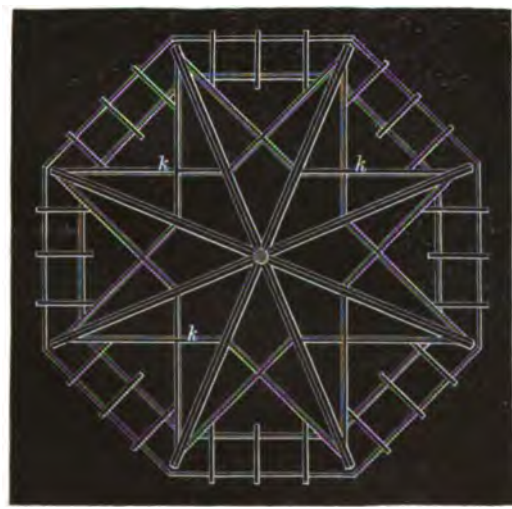


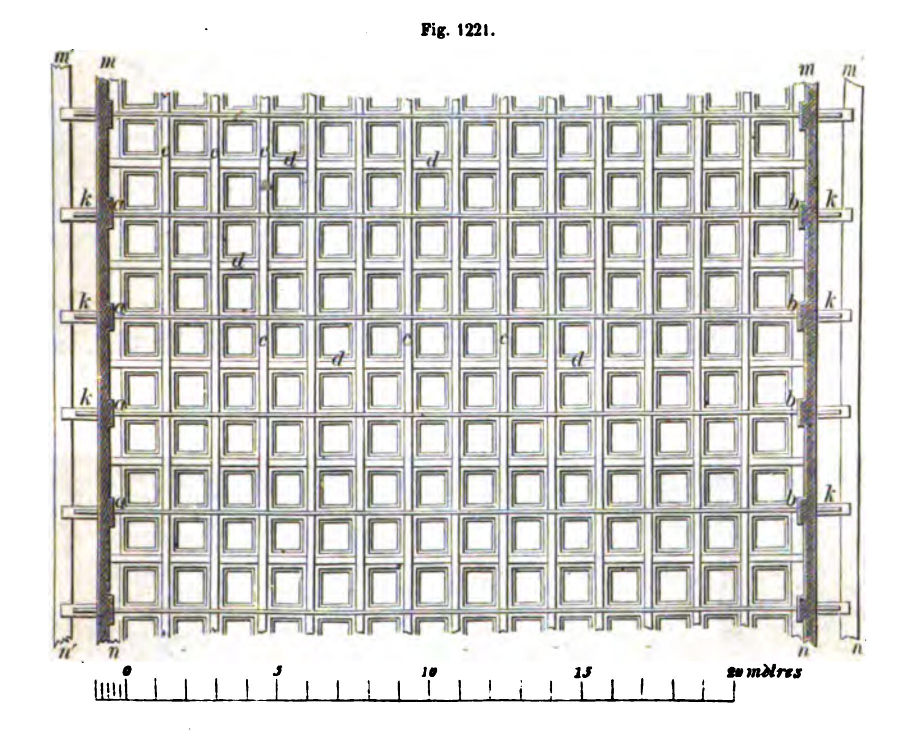
Fig. 1220.



Zu einer der interessantesten Constructionen aus Holz und Eisen, wobei sichelförmige Träger in einer selbstständigen Substruction als Binderbalken auftreten, gehört die Decke mit dem darüber befindlichen Dachgerüst des grofsen Saales im neuen Börsengebäude zu Berlin. Dieser Saal ist durch eine in der Mitte quer durchgreifende Säulenstellung in zwei gleich grofse Abtheilungen (Zwillingssäle) von je 29^{m}70 Länge und 23^{m}42 lichter Tiefe getheilt; die eine derselben wird als Fonds-, die andere als Productenbörse benutzt.

Aus Fig. 1221 ist ein Theil der Grundrifs-Disposition der Decke in ihrer allgemeinen Anordnung ersichtlich; es bezeichnen hierin *a b*, *a b* . . . die schmiedeeisernen Sichelträger, welche die ganze Tiefe des Raumes frei überspannen. Ihre Anzahl beträgt im Ganzen 18 und ihre Entfernung von einander 3m37. An ihren Enden sind dieselben durch einen, in der inneren Mauer — *mn* im Grundrifs — angeordneten Schlitz hindurchgesteckt und erhalten hier ihr bewegliches Auflager in hohlen, gufseisernen Kasten *kk*. . ., die auf den beiden Umfassungsmauern *mn* und *m'n'* des Saales aufruhen. Die innere dieser beiden Mauern kann als »Säulenmauer« bezeichnet werden, in so fern sie als solche nur in ihrem oberen Theile voll und massiv auftritt. In ihrem unteren Theile wird

Fig. 1221.



sie durch eine Säulenstellung unterstützt, und zwar im Erdgeschofs durch jonische, mit einem horizontalen Gebälk versehene Säulen, und in der darüber befindlichen Gallerie durch andere von korinthischer Ordnung; die letzteren sind durch Rundbogen überspannt. Die andere Mauer, in einem Abstande von 0m97 von der ersteren, ist die eigentliche Umfassungsmauer des Saales; dieselbe bleibt in der Höhe der Träger-Auflager liegen, während die Säulenmauer bis zur Unterfläche der Sparren durchgreift. Zwischen den erwähnten Schlitzen öffnet sich eine Reihe von halbmondartig gestalteten, 1m57 breiten Fenstern, deren Verglasung mit matt geschliffenen Tafeln erfolgte.

Um eine kassettirte Decke herzustellen, sind die Träger nach der Längenrichtung des Saales durch hohle, oben offene, gufseiserne Kasten *cc*. . . verbunden; ihr Auflager erhalten die letzteren über der unteren, aus hochkantig gestellten Flachschienen bestehenden Gurtung, und zwar auf gufseisernen,

durchbrochen gegossenen **Rahmstücken** *r*, welche diese Gurtung in ihrer ganzen Länge bekleiden; zur Befestigung der Rahmstücke dienen gleichzeitig

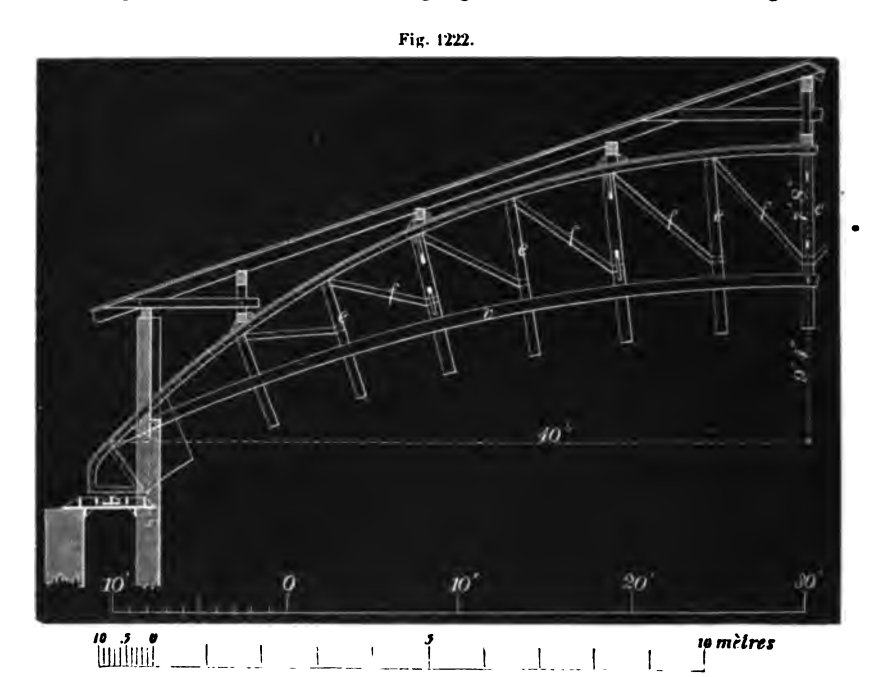


Fig. 1222.



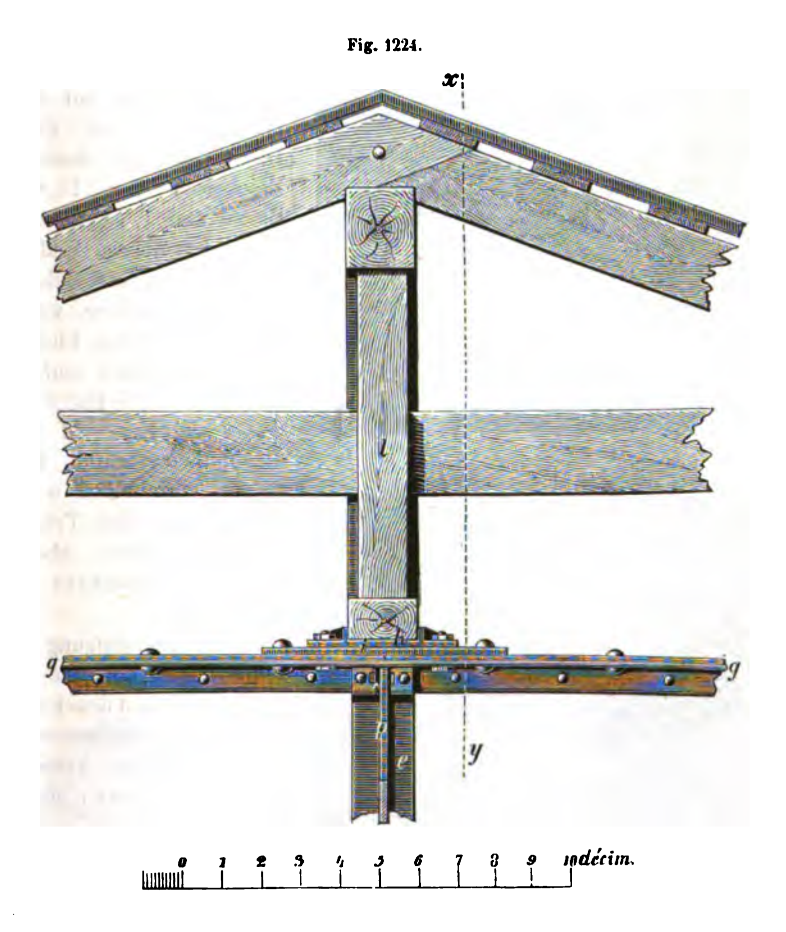
Fig. 1223.

die **Centralstangen** *e* des Systems: dieselben werden von den radialen Verbindungsstegen der letzteren umfafst, indem sie unterhalb der Gurtung in einer Länge von ca. 47 Centim. hervortreten. Kleinere Kasten *dd*.., von denselben

Querschnittsdimensionen wie die der ersteren, stellen die Verbindung dieser untereinander her, und theilen die ganze Decke in überall gleich grofse, **quadratische Abtheilungen**, deren Zahl, der Weite der Trägerfelder entsprechend, nach der Tiefe des Raumes in jeder Reihe 14 beträgt. Die Abdeckung jedes einzelnen Feldes erfolgte durch grofse, aus **Gips gegossene Füllstücke**; statt ihrer wurde ursprünglich die Anordnung von flachen Kappengewölben beabsichtigt.

Die Construction des Sichelträgers, dessen Totalbelastung aus dem Gewicht der Decke und des Daches besteht, geht im Querdurchschnitt aus den Figuren

Fig. 1224.



1222 und 1223 hervor; die erstere dieser Figuren giebt das **eiserne Gerippe** des Trägers in seinen allgemeinen Verhältnissen und die letztere Figur die Construction desselben in Verbindung mit den bereits oben erwähnten, hohl gegossenen Rahmstücken *r*; die letzteren treten mit der Unterkante ihrer profilirten Gliederung gegen die untere Gurtung des Trägers noch 1m04 hervor, und sind ihre durchbrochenen Füllungen mit vergoldeten Zinkornamenten reich verziert; eine unnütze »**todte Last**«, gehören sie übrigens keineswegs zur Construction, sondern haben ausschliefslich einen dekorativen Zweck.

Die Gurtungen sind excentrisch und hinsichtlich ihrer Querschnittsform inso-

fern wesentlich verschieden, als die obere aus Winkeleisen mit darauf genieteter Deckplatte, die untere — wie bereits erwähnt — aus zwei hochkantig nebeneinander gestellten Schienen *v* besteht. Der Halbmesser der oberen Gurtung beträgt $17^{m}26$ und der der unteren $28^{m}30$; beide sind durch 13, in lichter Entfernung von $1^{m}64$ (unter der oberen Gurtung gemessen) aufgestellte Stangen *ee*... verbunden, welche hauptsächlich die Funktion haben, die Last der Decke auf die oberen Knotenpunkte zu übertragen. Diese Stangen bestehen aus Flacheisen von 15,6 Centim. Breite und 1,3 Centim. Stärke; mit ihrem oberen Ende greifen sie zwischen die Schenkel der Gurtungs-Eckeisen, während sie an ihrem unteren Ende von den Doppelschienen *v* umfaſst werden. Die Kopf- und Fuſspunkte dieser Stangen sind durch die diagonal gestellten Flacheisen *ff*... verbunden, welche für jede Hälfte des Trägers eine entgegengesetzte, aber beziehungsweise parallele Richtung verfolgen.


Fig. 1225.

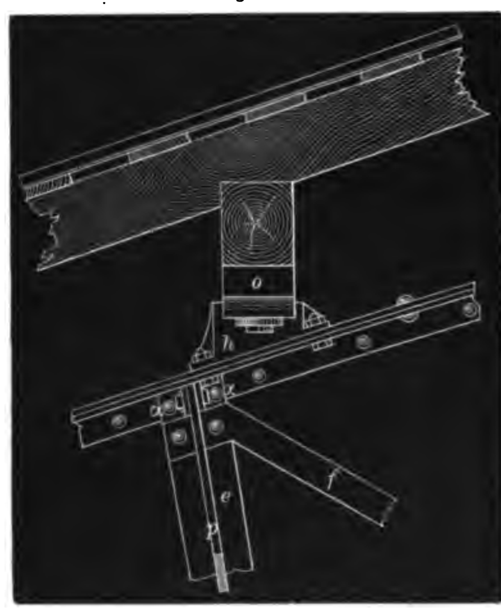


Fig. 1226.

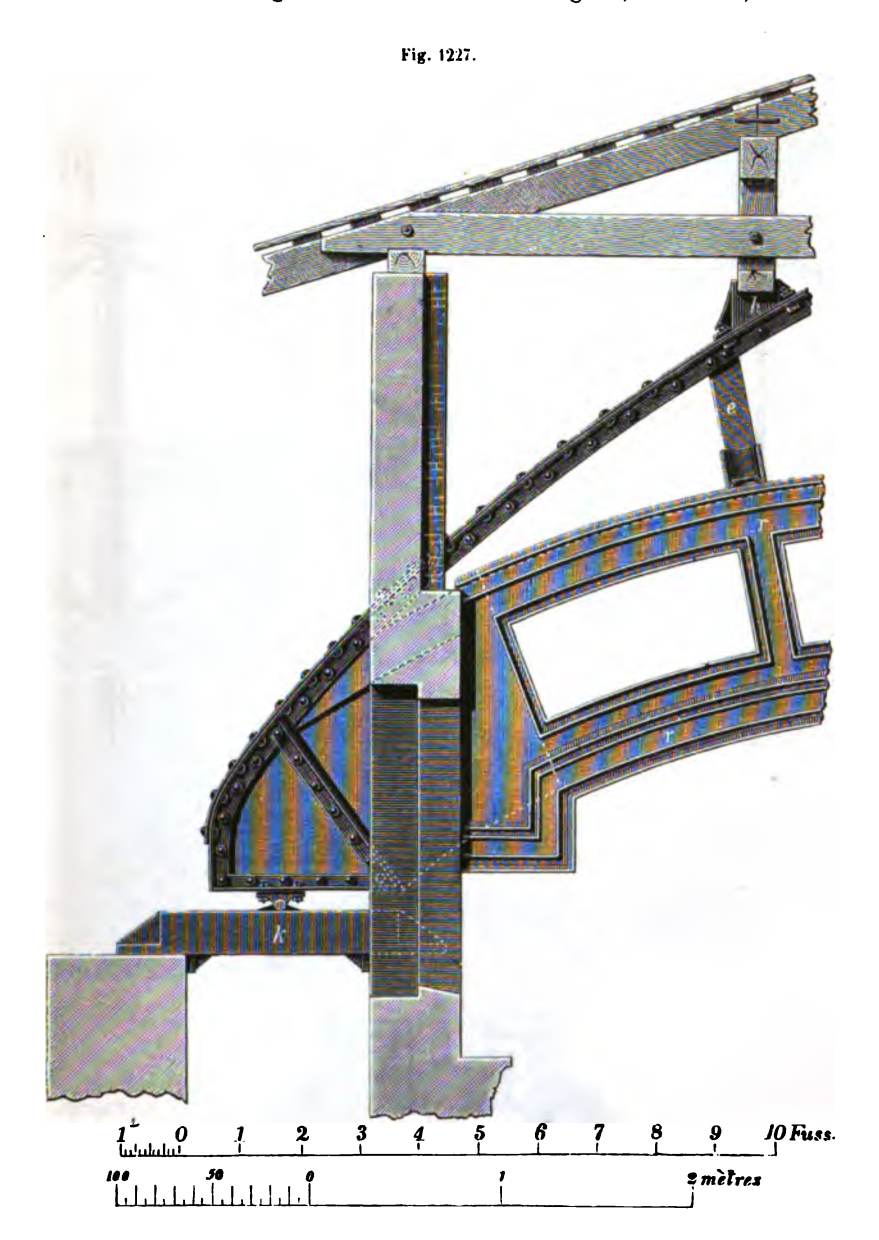


Die Unterstützung der Sparren ist durch hölzerne Dachrähme bewirkt, von denen die beiden mittleren in guſseisernen, mit der oberen Gurtung verschraubten Schuhen lagern; die übrigen werden durch vertikale Stuhlsäulen unterstützt, die mit ihrem Fuſsende auf durchlaufenden Schwellen ruhen; auch die letzteren liegen in guſseisernen, mit der Gurtung befestigten Schuhen.

Was die Eindeckung des Daches anbetrifft, so besteht diese aus starkem, gewelltem Zinkblech, wobei zur Einschalung durchweg Bretter von 15,6 Centim. Breite und 1,9 Centim. Stärke in Anwendung kamen; dieselben sind in Zwischenräumen von ca. 15,5 Centim. auf die Sparren aufgenagelt.

Fig. 1224 zeigt das Detail der über dem **Scheitel des Trägers** befindlichen Holzverbindung in ihrem Anschlufs an die obere Gurtung desselben. Die äufsere Schenkellänge der Winkeleisen beträgt 8,4 Centim., die Stärke

Fig. 1227.



derselben, sowie die der Gurtungsplatte *g*, mifst 1,3 Centim. Ueber die Fuge der im Scheitel stumpf zusammenstofsenden Stücke dieser Platte greift die 62,7 Centim. lange Stofsplatte *i* fort. indem sie zugleich als Unterlager für den gufseisernen Schuh *h* dient; der letztere ist mit aufgehobenen Rändern versehen, um die dazwischen liegende, 10,4 Centim. hohe Schwelle, auf der die

38*

Fig. 1228.

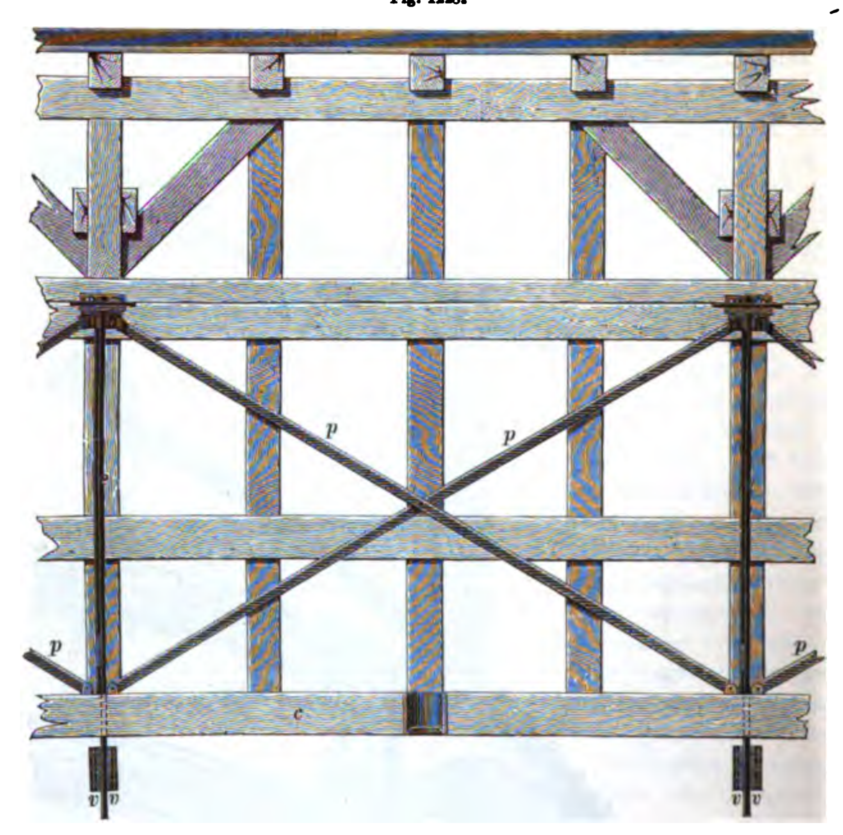
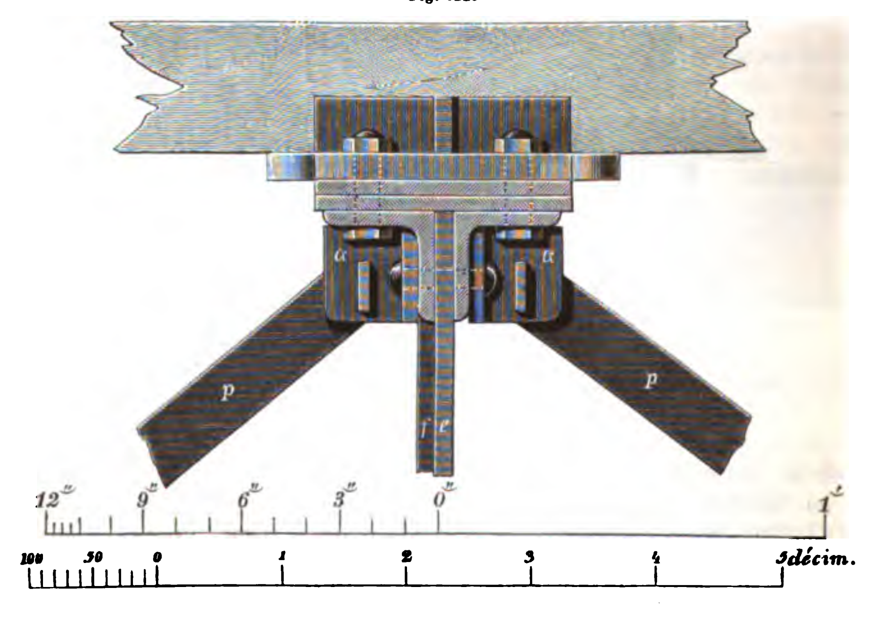


Fig. 1229.



Binderstiele stehen, in einer unverrückbaren Lage zu erhalten; mit *l* sind die zur Längenverbindung erforderlichen Kopfbänder bezeichnet.

In Fig. 1225 ist das Auflager des ersten hölzernen Rahmstücks — von der Firstlinie an gerechnet — auf der Trägergurtung dargestellt. Das erstere ruht hier auf einem 13 Centim. hohen Sattelstück *o*, welches an dem gufseisernen Schuh *h* durch ein Paar Kopfschrauben seine Befestigung erhält; dieselben wurden durch zwei, an die Auflagerfläche des Schuhes vis-à-vis angegossene Lappen durchgezogen und in die Unterfläche des Holzes eingelassen.

Zum Zweck einer regelmäfsigen Längenverbindung sind die, gleichfalls aus Flacheisen bestehenden Diagonalstangen *p* angeordnet; unter den 5 mittleren Rahmstücken in parallelen Reihen durchlaufend, finden sie an der oberen Gurtung zwischen den Eckeisen *a a*, welche an die Hauptgurtungseisen genietet sind, durch Splintbolzen ihre Befestigung; an ihrem anderen Ende vermitteln schmiedeeiserne Lappen ihren festen Anschlufs an die Doppelschienen der unteren Gurtung.

Fig. 1230.

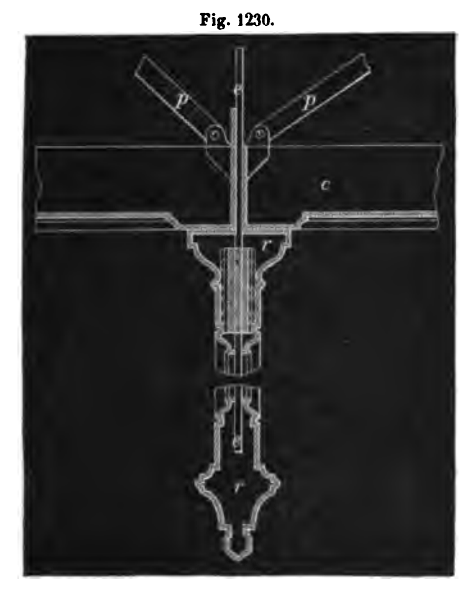
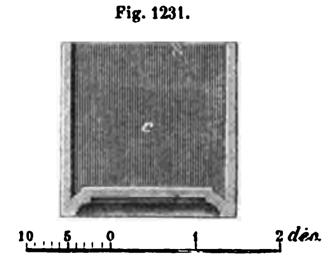


Fig. 1231.



Ganz ähnlich ist auch die Verbindung des nächst unteren Rahmstücks mit der Gurtung des Trägers hergestellt, wie sich aus Fig. 1226 ersehen läfst; eine kleine Abweichung tritt hier nur darin hervor, dafs dasselbe unmittelbar und ohne Anwendung eines Sattelholzes zwischen den Rändern des Schuhes lagert, wo die Befestigung in gleicher Weise, wie oben, erfolgte.

Fig. 1227 zeigt ferner nach beigefügtem Mafsstabe das Endauflager des Trägers mit den darüber befindlichen Holzverbandstücken. Die Träger treten aus der inneren Säulenmauer des Saales in einer Länge von ca. $0^{m}94$ in den Dachraum hinein und ruhen hier in gufseisernen Kasten *k*, welche das bereits im 2. Kapitel speciell erläuterte, verschiebbare Rollsystem enthalten. Ueber den Trägern ist die Umfassungsmauer des Saales nur in einer Stärke von 1 Stein aus »Lochsteinen« aufgeführt und für jeden Binder mit $\frac{1}{2}$ Stein starken Vorlagen versehen.

Der nach der Linie *xy*, Fig. 1224, gelegte Längendurchschnitt, Fig. 1228, bedarf nach den vorangeschickten Bemerkungen keiner weiteren Erklärung.

Der gröfseren Deutlichkeit wegen ist in Fig. 1229 das Kopfende der Diagonalstangen in ihrer Verbindung mit den, an die obere Gurtung genieteten Winkeln *a a*, und in Fig. 1230 das Auflagerende der Hohlkasten auf den durchbrochenen gufseisernen Rahmstücken im Detail dargestellt.

Aus Einzelstücken bestehend, sind die letzteren mittelst mehrerer, an ihre Auflagerplatte angegossener Lappen an die Centralstangen *e* festgeschraubt. Um eine solche Verbindung unter den vorliegenden Verhältnissen überhaupt möglich zu machen, wurden jene Platten an der betreffenden Stelle mit einer Durchbrechung versehen, durch welche die Schrauben durchgesteckt werden konnten. Zu demselben Zweck dient ein im unteren Theil der Rahmstücke eingelegter Bolzen. Die Befestigung der Kasten untereinander und mit der dazwischen befindlichen Centralstange geschieht durch zwei Schrauben, welche diese Stange, sowie die Querwände der ersteren durchdringen.

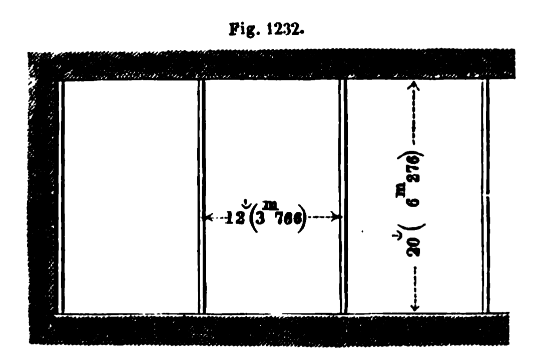
Endlich sind noch aus Fig. 1231 die Querschnittsdimensionen jener Kasten *c* und *d*, vergl. den Grundrifs Fig. 1221, zu entnehmen, auf welchen die aus Gips gegossenen Kassettenstücke liegen. Die letzteren erheben sich, hoch in den Dachraum hineintretend, wie die *tumuli* einer Todtenstätte und ziehen sich in fast unübersehbaren Reihen nach der Länge und Tiefe des ganzen Raumes hin; unter ihnen, im Tempel des Merkur, ein babylonisches Bild rühriger und speculativer Seelen! —

Fünftes Kapitel.

Statische Berechnung der Construction eiserner Dächer.

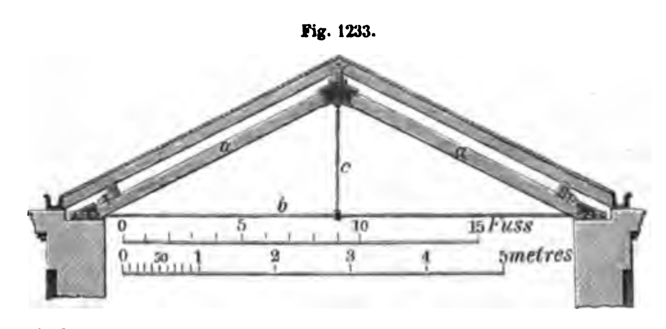
I. Die Construction sei zunächst in einfachster Weise, nämlich in der Art ausgeführt, dafs bei einer Tiefe des Gebäudes von 20′ (6^m276), vergl. Fig. 1232,

Fig. 1232.



die Dachbinder pq, pq .... in Abständen von 12′ (3^m766) von einander aufgestellt werden sollen. Jeder derselben besteht, wie aus dem Querdurchschnitt, Fig. 1233, ersichtlich, aus zwei hölzernen Sparren aa, deren Fufsenden durch die horizontale Zugstange b unverrückbar fest erhalten werden; die letztere ist in ihrer Mitte durch die Vertikalstange c aufgehängt. —

Fig. 1233.



Jeder Bindersparren ist belastet:

1) durch das Eigengewicht der Construction, incl. Deckmaterial und Zubehör;

2) durch das Gewicht des im Winter darauf ruhenden Schnees;
3) durch den Stofs des Windes.

Ad 1) Das Eigengewicht der Construction besteht

a) aus der Schieferdeckung, incl. der darunter befindlichen Bretterschalung, pro □Fufs 10 ℔. gerechnet (pro □Meter 50^k), 11,2 . 12 . 10 . . . . 1344 ℔.

b) aus dem Gewicht der Sparren, Fetten etc., wofür pro □Fufs 5 ℔. (pro □Meter 25^k) in Anrechnung kommen sollen . . . . . . 672 ℔.

Summa 2016 ℔. (1008^k).

Diese Belastung werde mit q bezeichnet.

Ad 2) Für den Druck des Schnees und für den Stofs des Windes läfst sich erfahrungsmäfsig pro □Fufs der Horizontalprojection eine Gesammtbelastung von 20 bis 25 ℔. (pro □Meter 100^k bis 125^k) annehmen. Von dieser Belastung beträgt der Druck des Schnees mehr als die Hälfte.

Die Gröfse dieses Druckes läfst sich aus der Maximalhöhe der im Winter eintretenden Schneeschicht empirisch feststellen. Selbstverständlich ist die Schneemenge einem grofsen Wechsel unterworfen und wohl ebenso verschieden, wie der totale atmosphärische Niederschlag, der in einem Jahre, theils als Regen, theils als Schnee erscheint. Die jährliche Regenmenge giebt für sich allein meistens eine Wasserschicht von 19 bis 22″ (0^m50 bis 0^m57) Höhe. Nach Angabe des Herrn Geheimen Rath Dove, der uns mit höchst dankenswerther Bereitwilligkeit die nachfolgenden interessanten Mittheilungen machte, beträgt durchschnittlich

die jährliche Regenmenge in Kiel	21″	= 54,9	Centim.
- - - - Rostock	19″	= 49,6	-
- - - - Stralsund	22″	= 57,5	-
- - - - Putbus	22″	= 57,5	-
- - - - Stettin	19″	= 49,6	-
- - - - Berlin	21,6″	= 56,4	-
- - - - Frankfurt a. O.	20,8″	= 54,5	-
- - - - Torgau	22″	= 57,5	-
- - - - Lüneburg	22″	= 57,5	-
- - - - Mannheim	21″	= 54,9	-
- - - - Karlsruhe	24,09″	= 62,9	-
- - - - Stuttgart	23,09″	= 60,2	-
- - - - London	23,04″	= 60,1	-
- - - - Paris	20,1″	= 52,5	-
- - - - Brüssel	17,7″	= 46,1	-
- - - - Strafsburg	25,1″	= 65,5	-

Welchem Wechsel dagegen die Quantität dieses Niederschlages in den einzelnen Jahrgängen unterworfen ist, lehren die in den Jahren 1848 bis 1860 in Berlin angestellten Beobachtungen, welche in nachstehendem Schema verzeichnet sind.

Beobachtungen in Berlin in den Jahren													Arithmetisches Mittel
1848	1849	1850	1851	1852	1853	1854	1855	1856	1857	1858	1859	1860	
22,2″	15,9″	23″	23″	23,2″	22,3″	23,2″	22,3″	17,4″	13,04″	26,2″	20,1″	24,1″	21,6″
58,0cm	41,4cm	60,1cm	60,1cm	60,6cm	58,0cm	60,6cm	58,0cm	45,3cm	34,0cm	68,4cm	52,5cm	62,9cm	56,4cm

Hieraus ist ersichtlich, daſs in dem vorgeführten Zeitraum das Jahr 1857 für Berlin das trockenste Jahr gewesen ist, im Gegensatz zu dem Jahre 1858, in welchem die gröſste Regenmenge fiel. Es wäre dabei noch hervorzuheben, daſs die in der Tabelle enthaltene durchschnittliche Höhe der Wassersäule von jährlich 21,6″ = 56,4 Centim. nach den verschiedenen Jahreszeiten sich etwa in der Weise vertheilt, daſs

aus den Wintermonaten	Decemb., Jan. und Febr.	4,59″	= 12,0 Centim.
- - Frühlingsmonaten	März, April und Mai	4,93″	= 12,9 -
- - Sommermonaten	Juni, Juli und August	7,93″	= 20,7 -
- - Herbstmonaten	Sept., Octob. und Nov.	4,15″	= 10,8 -

resultiren.

Ferner vertheilt sich die jährliche Regenmenge auf die verschiedenen Jahreszeiten:

	im Winter,	im Frühling,	im Sommer,	im Herbst.
in London	23,6 pCt.	22,4 pCt.	23,5 pCt.	30,5 pCt.
in Paris	20,7 -	25,0 -	30,5 -	23,8 -
in Brüssel	18,7 -	23,7 -	30,7 -	26,9 -

Eine andere Frage, die für unseren Gegenstand von besonderer Wichtigkeit ist, wäre die, in welchem Durchschnittsverhältniſs der in den Wintermonaten eintretende Totalniederschlag als Schnee erscheint, damit die dadurch hervorgerufene effective Belastung des Daches approximativ in die Rechnung eingeführt werden kann. Wie schwer sich hierüber eine zuverlässige Angabe machen läſst, ist an sich klar, da die geographische Breite des Ortes — in niedrigen Breitegraden nimmt die Regenmenge zu, und umgekehrt —, locale Verhältnisse und Constellationen der verschiedensten Art auf die Beantwortung dieser Frage influiren. Dank der zuvorkommenden Güte des Herrn Dr. Schneider, Observator des meteorologischen Instituts in Berlin, sind wir bereitwilligst in den Stand gesetzt, aus amtlichen und authentischen Quellen zu schöpfen und nachstehend eine tabellarische Uebersicht hierher gehöriger Beobachtungen mitzutheilen; dieselben wurden mit der gröſsten Genauigkeit während der Jahre 1848 bis incl. 1860 in Berlin angestellt, und lassen wir der Kürze wegen nur die aus den Jahren 1848 und 1850 gewonnenen Resultate folgen, da in den Monaten December und Januar dieser beiden Jahre ein so starker und anhaltender Schneefall eintrat, daſs der dadurch erzeugte Druck auf die Dachfläche mit gutem Grunde wohl als Maximalsatz betrachtet werden darf.

Zum Zweck eines richtigen Verständnisses der ungleich groſsen Ziffern in der Tabelle bemerken wir Folgendes:

Die kleinen Zahlen geben die Regenmenge in Cubikzollen pro □Fuſs preuſs. an.

Die mittelgrofsen Zahlen deuten an, dafs der Regen während eines Gewitters gefallen.

Die grofsen Zahlen bezeichnen das, aus dem gefallenen Schnee gewonnene Wasserquantum, ebenfalls in Cubikzollen pro □Fufs der Grundfläche.

Trat gleichzeitig Schnee und Regen ein, so ist dieses durch grofse, durch einen Stern charakterisirte Zahlen ausgedrückt.

Wie aus nachstehender Tabelle ersichtlich, trat am 20. December 1849 nach vorhergegangenem Thau- und Regenwetter wieder Schneefall ein, der bei anhaltendem Froste mit Unterbrechungen bis zum 26. Januar 1850 fortdauerte; an diesem Tage schlug die Witterung auf kurze Zeit um, denn es stellte sich zugleich ein Regen ein, der selbstverständlich eine Verminderung der vorhandenen Schneemasse zur Folge hatte. Es dürfte sich demnach mit ziemlicher Wahrscheinlichkeit präsumiren lassen, dafs der dadurch entstandene geringere Druck auf das Dach durch den, in den darauffolgenden Tagen — bis incl. 1. Februar — erneuten Schneefall näherungsweise ausgeglichen wurde.

Atmosphärischer Niederschlag des Jahres 1849.

In den Monaten

Tag	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.
1	—	—	5,1	—	—	—	—	10,4	—	3,1	—	5,7
2	—	—	4,2	0,5	—	19,6	8,5	2,1	—	9,5	—	40,1
3	—	—	5,8	—	—	—	5,7	48,2	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	—	9,5	27,3	—	12,4	2,1	—
5	—	50,0	—	—	—	9,6	—	—	—	6,2	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,6	—	—
7	—	5,7	2,7	—	—	—	—	—	—	—	10,5	1,2
8	—	—	5,8	—	—	—	—	—	—	60,3	25,7	—
9	—	—	—	—	51,0	—	1,3	—	—	6,2	—	—
10	—	—	5,8	75,9	37,8	—	—	10,3	—	—	—	—
11	30,6	15,2	5,7	—	4,3	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	6,1	9,4	—	—	—	—	—	32,8	—	—
13	—	5,0	—	5,4	—	—	—	51,5	—	—	—	—
14	20,0	—	—	—	—	—	—	—	11,6	—	—	—
15	—	9,0	—	91,4	43,9	—	—	4,1	—	—	—	8,9
16	—	—	—	22,9	—	1,3	13,2	—	—	—	—	13,8
17	—	—	—	—	—	6,1	7,6	26,0	—	4,1	39,2	100,0*
18	—	—	—	51,0	0,6	—	2,1	—	34,6	—	5,8	
19	—	—	—	—	—	—	1,1	—	15,4	—	—	39,5
20	—	—	—	—	8,5	14,1	—	—	—	—	11,4	2,5
21	—	28,5 34,8 22,8	—	—	—	—	1,9	—	33,6	—	5,1	3,1
22	—	—	—	67,7	—	—	54,0	—	—	24,4	—	—
23	—	36,6	—	8,0	2,7	13,2	—	—	—	—	—	—
24	17,5	—	—	—	—	1,3	—	—	—	—	5,5	—
25	49,1	13,7	34,4	31,4	—	—	8,8	—	8,3	—	2,7	1,8
26	—	5,7	1,3	—	4,8	—	12,1	—	—	8,7	—	29,8
27	—	—	—	—	—	87,0	52,9	17,0	—	—	8,1	18,8
28	—	—	91,4	—	—	26,5 3,1	—	10,4	—	—	—	11,8
29	—	—	1,9	—	—	—	—	6,3	—	5,6	5,6	—
30	—	—	—	4,7	—	—	—	—	7,3	—	4,8	45,6
31	—	—	—	—	—	—	18,0	—	—	—	—	10,0

* Gefallen vom 17. 12 Uhr Mittags bis zum 18. 2 Uhr Nachmittags.

Atmosphärischer Niederschlag des Jahres 1850.

In den Monaten

Tag	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.
1	—	**50,0**	—	—	10,8	—	—	—	5,7	22,6	13,7	—
2	—	46,8	0,5	—	—	—	27,8	3,5	5,6	—	15,3	**0,2**
3	—	—	—	—	—	—	—	—	34,2	3,3	—	—
4	**25,1**	6,4	2,4	3,4	12,3	135,4	—	—	16,9	2,4	8,3	—
5	**86,8**	—	—	8,8	—	33,4	21,1	—	—	5,7	—	22,8
6	—	8,3	3,3	—	12,1	13,2	—	—	22,8	42,0	50,0	—
7	**12,4**	4,3	3,7	2,3	—	—	—	—	8,7	—	22,8	3,2
8	—	**48,0**	—	—	10,2	12,7	11,4	12,7	2,0	—	26,0	2,2
9	—	31,9	—	—	59,5	—	34,2	20,9	—	—	—	—
10	**11,5**	**23,2***	—	38,9	—	—	37,9	15,7	—	—	—	—
11	—	—	0,8	—	—	—	—	—	1,9	2,4	34,9	—
12	—	—	—	—	—	2,3	51,1	—	—	—	32,5	—
13	—	**44,1***	21,0	9,3	—	5,8	—	—	—	**8,4**	22,8	—
14	—	—	—	—	—	3,4	—	—	—	39,9	**1,6**	10,7
15	—	25,8	**0,8**	20,0	62,4	7,4	—	—	—	—	—	100,0[3]
16	—	30,3	—	—	55,8	—	—	—	—	5,7	—	—
17	**8,5**	4,9	—	21,9	—	—	48,2	3,4	—	—	**28,5**	8,3
18	**16,4**	53,5	22,8	—	26,8	37,1	—	—	—	23,2	—	15,9
19	**108,2**[1]	11,4	5,0	—	100,0	—	—	—	—	71,6	28,6	**57,0***
20	—	44,5	—	—	4,3	—	—	3,3	—	24,4	—	—
21	—	26,7	**5,0**	—	—	—	—	—	—	—	30,5	—
22	—	—	—	—	6,3	—	5,7	—	—	—	5,7	—
23	**75,8**[2]	—	**21,6**	13,8	—	—	—	23,7	—	**25,8***	8,1	**0,5**
24	—	—	**21,4**	13,4	—	—	2,3	76,6	—	—	5,7	0,3
25	**9,5**	—	—	—	—	—	—	—	3,5	**88,9***	—	—
26	10,5 / **5,3**	—	**8,5**	—	—	—	2,1	17,7	—	—	—	11,4
27	—	—	—	—	—	4,8	—	—	5,1	17,1	—	19,4
28	**23,9**	—	**25,5**	—	5,8	—	—	5,1	14,5	—	—	—
29	—	—	**28,2**	—	0,5	11,9	2,0	—	—	—	—	**46,5***
30	—	—	—	—	—	—	—	11,4	16,4	—	—	—
31	**8,8**	—	—	—	—	—	—	2,3	—	2,7	—	28,4

1 Gefallen von Vormittag bis Abend.
2 - - Nachmittag 2 Uhr bis Abends 10 Uhr.
3 - - Abends 10 Uhr bis Vormittag 11 Uhr.

Von der oben ausgesprochenen Voraussetzung ausgehend, ist das vom 20. December 1849 bis zum 25. Januar 1850 aufgehäufte Schneequantum einer Wasserschicht gleich zu setzen, deren Höhe sich auf ca. $2\frac{2}{3}'' = 6{,}9$ Centim. beläuft; hieraus resultirt pro □Fufs eine Belastung von

$$\frac{8}{3} \cdot \frac{61{,}7}{12} = 13{,}7 \text{ ℔.*}) \text{ (pro □Meter } 69^{k}),$$

und für die ganze Binderfläche

$$13{,}7 \,.\, 10 \,.\, 12 = 1644 \text{ ℔. } (822^{k}) \ldots . q'.$$

* Es läfst sich auch annehmen, dafs der Schnee höchstens in einer Höhe von $1\frac{3}{4}'$ auf dem Dache lastet. Da derselbe ca. 8mal leichter ist, als Wasser, so beträgt der Druck pro □Fufs

$$\frac{7}{4} \cdot \frac{61{,}7}{8} = 13{,}5 \text{ ℔.}$$

Ad 3) Da der **Winkel**, welchen die Richtung des Windes mit der Horizontalen bildet, erfahrungsmäfsig auf etwa 10° angenommen werden kann, so trifft der Stofs des Windes den Sparren unter einem spitzen Winkel von $\alpha + 10°$, unter α den Neigungswinkel der Dachfläche verstanden.

Es beträgt ferner die **Wirkung** w des **Windstofses** gegen eine ruhende Ebene, die **rechtwinklig** auf der Richtung desselben steht,

$$0{,}00226\ v^2\ \text{Pfd. pro} \ \square\text{Fufs},$$

nach **Woltman's** Versuchen nur

$$0{,}0017\ v^2\ \text{Pfd. pro} \ \square\text{Fufs}.$$

Auf das **Decimalsystem** reducirt, ergiebt sich hierfür ein Druck von

$$0{,}116\ V^2\ \text{Kilogr. pro} \ \square\text{Meter},$$

worin v und V die durch **Fufse**, resp. durch **Meter** ausgedrückte Geschwindigkeit des Windes bezeichnen.

Es wird sich demnach der **normal** auf die Dachfläche wirkende Druck ergeben, wenn man in die **erste** der obigen Formeln statt v die, rechtwinklig zum Dach gerichtete Geschwindigkeitscomponente des Windes einsetzt; diese ist aber

$$v \sin(\alpha + 10°),$$

und es beträgt daher der Winddruck **normal** zur Dachfläche

$$w = 0{,}00226\ v^2 \sin^2(\alpha + 10°)\ \text{pro} \ \square\text{Fufs},$$

oder

$$0{,}116\ V^2 \sin^2(\alpha + 10°)\ \text{pro} \ \square\text{Meter}.$$

Nehmen wir die Geschwindigkeit des Windes auf $100' = 31^m38$ an (bei Orkanen steigert sich dieselbe bis auf 44^m0), so wird

$$w = 22{,}6 \sin^2(\alpha + 10°).$$

Da nun im vorliegenden Falle

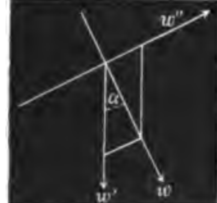
$$\alpha = 26°\ 33'\ 54'',$$

so ergiebt sich

$$w = 8{,}02\ \text{Pfd. pro} \ \square\text{Fufs},$$
$$= 40^k6\ \text{pro} \ \square\text{Meter}.$$

Diese Kraft ist, vergl. Fig. 1234, **normal** gegen die Dachfläche gerichtet, und läfst sich demnach in zwei Componenten w' und w'' zerlegen, von denen die eine vertikal, und die andere in der Richtung des Sparrens wirksam ist. Die **vertikale** Componente wird

Fig. 1234.



$$w' = \frac{w}{\cos\alpha} = 8{,}966\ \text{Pfd. pro} \ \square\text{Fufs} = 45^k5\ \text{pro} \ \square\text{Meter},$$

und für die **ganze** Binderfläche

$$11{,}2 \,.\, 12 \,.\, 8{,}966\ \text{Pfd.} = 1205\ \text{Pfd.}\ (602^k50) \ldots q''.$$

Die **andere**, in der Richtung des Sparrens auftretende Componente ist

$$w'' = w \operatorname{tg}\alpha = 4{,}01\ \text{Pfd. pro} \ \square\text{Fufs} = 20^k30\ \text{pro} \ \square\text{Meter},$$

und für die ganze Binderfläche

$$11{,}2 \,.\, 12 \,.\, 4{,}01 \text{ ℔.} = 538{,}94 \text{ ℔.} \,(269^k47) \ldots q'' \sin\alpha.$$

Um nun aus den soeben gefundenen Kräften q, q' und q'' die Inanspruchnahme der einzelnen Verbandstücke zu ermitteln, betrachten wir die den Sparren AB, Fig. 1235, angreifenden Kräfte, unter deren Einwirkung derselbe im Gleichgewicht ist. Diese Kräfte sind:

1) Die gleichmäfsig vertheilte Vertikalkraft $q + q' + q''$.

2) Die vertikale Reaction R des Stützpunktes A.

3) Die Spannung S der Zugstange.

4) Die aus dem Winddruck in der Richtung des Sparrens entstehende, gleichmäfsig vertheilte Pressung $q'' \sin\alpha$; dieselbe ergiebt unter der Voraussetzung, dafs jede der beiden Frontmauern des Gebäudes die Hälfte des horizontalen Windschubes aufnimmt, eine horizontale Reaction von $\frac{q'' \sin\alpha \cos\alpha}{2}$.

5) Der im Firstpunkte B auftretende Vertikaldruck $\frac{q + q'}{2}$ des Sparrens BC.

6) Die Druckkraft T, in der Längenrichtung desselben wirksam.

Fig. 1235.

Die Bedingungsgleichungen für diese im Gleichgewicht befindlichen Kräfte sind nun

$$1)\quad R + T\sin\alpha + q''\sin^2\alpha = q + q' + q'' + \frac{q + q'}{2}.$$

$$2)\quad S + q''\sin\alpha\cos\alpha = T\cos\alpha + \frac{q''\sin\alpha\cos\alpha}{2}.$$

Ferner ist die Momentengleichung in Bezug auf den Punkt A als Drehpunkt

$$3)\quad \frac{q + q' + q''}{2} \cdot s + \frac{q + q'}{2} \cdot s = T \,.\, 2s \,.\, \sin\alpha.$$

Die letzte Gleichung ergiebt

$$\text{I.}\quad T = \frac{1}{2\sin\alpha}\left(q + q' + \frac{q''}{2}\right).$$

Aus der zweiten Gleichung resultirt

$$\text{II.}\quad S = T\cos\alpha - \frac{q''\sin\alpha\cos\alpha}{2}$$

$$S = \frac{1}{2} \operatorname{cotg} \alpha \left(q + q' + \frac{q''}{2}\right) - \frac{q'' \sin \alpha \cos \alpha}{2}$$

$$= \frac{q + q'}{2} \operatorname{cotg} \alpha + \frac{q''}{4} (\operatorname{cotg} \alpha - 2 \sin \alpha \cos \alpha)$$

$$= \frac{q + q'}{2} \operatorname{cotg} \alpha + \frac{q''}{4} \operatorname{cotg} \alpha \, (1 - 2 \sin^2 \alpha)$$

$$= \frac{q + q'}{2} \operatorname{cotg} \alpha + \frac{q''}{4} \operatorname{cotg} \alpha \, . \cos 2 \alpha.$$

Endlich entsteht aus Gleichung 1)

$$\text{III.} \quad R = \frac{3}{2} (q + q') + q'' \cos^2 \alpha - T \sin \alpha$$

$$= \frac{3}{2} (q + q') + q'' \cos^2 \alpha - \frac{1}{2} \left(q + q' + \frac{q''}{2}\right)$$

$$= q + q' + \frac{q''}{4} (4 \cos^2 \alpha - 1).$$

Was die **Pressung** P des Sparrens AB anbetrifft, so äufsert sich diese in den einzelnen Punkten der Längenachse verschieden, indem sie von der Firstlinie nach dem unteren Stützpunkte des Sparrens allmählig zunimmt; für einen beliebigen, in der Entfernung x vom Punkte A befindlichen Querschnitt ergiebt sich die Gröfse jenes Werthes aus den, das Sparrenstück AN angreifenden Kräften; mithin ist:

$$P = R \sin \alpha + S \cos \alpha - \frac{q'' \sin \alpha \cos^2 \alpha}{2} - \frac{x}{s} (q + q' + q'') \sin \alpha + \frac{x}{s} q'' \sin \alpha$$

$$= R \sin \alpha + S \cos \alpha - \frac{q'' \sin \alpha \cos^2 \alpha}{2} - \frac{x}{s} (q + q') \sin \alpha.$$

Für die **Mitte** des Sparrens, $x = \frac{1}{2} s$ gesetzt, wird

$$\text{IV.} \quad P = R \sin \alpha + S \cos \alpha - \frac{q'' \sin \alpha \cos^2 \alpha}{2} - \frac{1}{2} (q + q') \sin \alpha.$$

Da nun

$$\alpha = 26° \, 33' \, 54''$$

$$q + q' = 3660 \text{ ℔. } (1830^{\text{k}})$$

$$q'' = 1205 \text{ ℔. } (602^{\text{k}}50),$$

so ergiebt sich durch Substitution dieser Werthe

$$\text{I.} \quad T = 4765{,}5 \text{ ℔. } (2382^{\text{k}}7)$$

$$\text{II.} \quad S = 4021{,}5 \text{ ℔. } (2010^{\text{k}}8)$$

$$\text{III.} \quad R = 4322{,}8 \text{ ℔. } (2161^{\text{k}}4)$$

und die **Pressung** in der **Mitte** des Sparrens

$$\text{IV.} \quad P = 4496{,}1 \text{ ℔. } (2248^{\text{k}}0).$$

Dafs die **Spannung** S' der **Vertikalen** gleich **Null** ist, läfst sich sofort mit Hülfe eines schrägen Schnittes erkennen, der sowohl den Sparren, wie auch die beiden eisernen Stangen trifft. Nimmt man alsdann den Punkt A (Durchschnittspunkt jenes Sparrens mit der Zugstange) als **Drehpunkt** des Systems an, so mufs das **statische Moment aller**, auf das abgeschnittene Stück einwirkenden **Kräfte**, d. h. also

$$S' . s = 0$$

sein. Hieraus ergiebt sich aber unmittelbar

$$S' = 0.$$

Aus der Gröfse der im Sparren und in der Zugstange hervortretenden Belastung läfst sich nun leicht der **Querschnitt dieser Verbandstücke** berechnen.

Was zunächst den **Durchmesser** d der **Zugstange** anbetrifft, so bestimmt sich dieser nach dem, durch ihre Spannung bedingten Querschnitt von

$$\frac{4021,5}{10000} = 0,4021 \square\text{Zoll.}$$

Es ist daher der **Halbmesser** derselben

$$r = \sqrt{\frac{0,4021}{3,141}} = 0,356'', \text{ und}$$

$$d = 0,712''.$$

Für das **Decimalmafs** stellt sich die Querschnittsfläche der Stange auf

$$\frac{2010^{k}8}{700} = 2,872 \square\text{Centim.},$$

hieraus

$$r = \sqrt{\frac{2,872}{3,141}} = 0,914 \text{ Centim.}$$

$$d = 1,828 \text{ Centim.}$$

Bei Ermittelung der **Querschnittsdimensionen** des **Bindersparrens** ist zu berücksichtigen, dafs derselbe auf relative und **zugleich** auf rückwirkende — also auf **zusammengesetzte** — Festigkeit in Anspruch genommen wird.

Auf **relative** Festigkeit wirkt die Kraft

$$(q + q' + q'') \cos \alpha,$$

und da diese sich **gleichmäfsig** über die Länge $\frac{s}{\cos \alpha}$ vertheilt, so ist das **Moment** jener Kraft für die **Mitte** des Sparrens

$$M = \frac{q + q' + q''}{8} \cdot s$$

Es findet daher die Momentengleichung statt

$$\frac{q + q' + q''}{8} \cdot s = \frac{W}{e} \cdot x,$$

worin x diejenige Belastung bezeichnet, welche für die äufserste Faser des Sparrenquerschnitts, und zwar pro □Einheit des Materials, aus der Bruchfestigkeit hervorgeht. Aus der letzten Gleichung ergiebt sich

$$x = \frac{q + q' + q''}{8\,W} \cdot e\,.\,s.$$

Zu der Gröfse dieses Werthes von x tritt noch aus dem, für P entwickelten Ausdruck die Spannung

$$\frac{P}{f}$$

hinzu, unter f den Querschnitt des Sparrens verstanden. Es findet daher in der Mitte dieses letzteren für die äufseren Faserschichten eine Collectiv-Belastung von

$$\frac{q + q' + q''}{8\,W} \cdot e\,.\,s + \frac{P}{f}$$

statt, eine Summe, welche die pro □Einheit des Materials zulässige Belastung, d. h. den Sicherheitsmodul, nicht überschreiten darf. In dem vorliegenden Falle müfste sich hiernach für das Zollmafs die Bedingung erfüllen

$$\frac{q + q' + q''}{8\,W} \cdot e\,.\,s + \frac{P}{f} \lesseqgtr 10 \text{ bis } 12 \text{ Ctr.}$$

Der Sparren soll nun, unserer Voraussetzung nach, bei einer Breite von $7'' = 18{,}3$ Centim. eine Höhe von $8'' = 20{,}9$ Centim. erhalten; es beträgt alsdann die Totalbelastung pro □Zoll des Querschnitts

$$\frac{4865}{8\,.\,\frac{1}{12}\,.\,7\,.\,512} \cdot 4\,.\,10\,.\,12 + \frac{4496}{56} = 10{,}57 \text{ Ctr.}$$

Der zu Grunde gelegte Querschnitt des Bindersparrens würde daher eine ausreichende Sicherheit darbieten.

Mit Berücksichtigung des Decimalsystems stellt sich die Belastung des Querschnitts pro □Centimeter auf

$$\frac{2432{,}5\,.\,313{,}8\,.\,10{,}4}{8\,.\,\frac{1}{12}\,.\,18{,}3\,.\,20{,}9^3} + \frac{2248}{18{,}3\,.\,20{,}9} = 71^k24 + 5^k87 = 77^k11.$$

Unter ungünstigen Verhältnissen, besonders bei sehr steilen Dächern, wie bei Thurmspitzen u. dergl., wäre die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, dafs der zur anderen Dachfläche gehörige Gegensparren eine noch gröfsere Inanspruchnahme erleidet, als die soeben für den Sparren AB berechnete. Wenn nun auch diese Voraussetzung bei der geringen Dachneigung des vorliegenden Falles nicht wohl begründet scheint, so untersuche man doch die Gröfse des Ausdrucks

$$\frac{q + q'}{8\,W} \cdot e\,.\,s + \frac{T}{f}\,.$$

Dieselbe beträgt

$$\frac{3660}{8\,.\,\frac{1}{12}\,.\,7\,.\,512} \cdot 4\,.\,10\,.\,12 + \frac{4765{,}5}{56} = 8{,}20 \text{ Ctr.}$$

Wie ersichtlich, ist diese Belastung geringer, als die des Sparrens AB.

Um die Richtigkeit der Rechnung einer Controlle zu unterwerfen, denken wir den Gegensparren BC fortgenommen, und im Punkte B eine Horizontalkraft X substituirt, welche dem Werthe

$$T \cos \alpha = \frac{1}{2} \operatorname{cotg} \alpha \left(q + q' + \frac{q''}{2}\right)$$

gleich sein mufs.

Die Gröfse dieser Kraft ergiebt sich aus der Aufstellung der Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt o als Drehpunkt; es ist nämlich

$$Rs + q'' \sin^2 \alpha \,.\, s - \frac{q + q' + q''}{2} s - X \,.\, s \operatorname{tg} \alpha = 0;$$

hieraus:

$$\text{V.} \quad X = \left(R - \frac{q + q' + q''}{2} + q'' \sin^2 \alpha\right) \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$$

$$= \left\{q + q' + \frac{q''}{4}\left(\cos 2\alpha + 2\cos^2 \alpha\right) - \frac{q + q' + q''}{2} + q'' \sin^2 \alpha\right\} \operatorname{cotg} \alpha$$

$$= \left\{\frac{q + q'}{2} - \frac{q''}{2}\left[1 - 2\sin^2 \alpha - \frac{1}{2}(\cos 2\alpha + 2\cos^2 \alpha)\right]\right\} \operatorname{cotg} \alpha$$

$$= \left\{\frac{q + q'}{2} - \frac{q''}{2} \cdot \frac{\cos 2\alpha - 2\cos^2 \alpha}{2}\right\} \operatorname{cotg} \alpha$$

$$= \left(\frac{q + q'}{2} + \frac{q''}{4}\right) \operatorname{cotg} \alpha = \frac{1}{2} \operatorname{cotg} \alpha \left(q + q' + \frac{q''}{2}\right).$$

II. Wird die Zugstange, vergl. Fig. 1236, in gebrochener Form geneigt aufwärts gerichtet, so erleidet sie jetzt eine gröfsere Inanspruchnahme, als dies in der horizontalen Lage derselben der Fall ist.

Fig. 1236.

In nachfolgender Rechnung lassen wir, was bei flachen Dächern auch wohl zulässig erscheint, die in der Richtung des Sparrens wirkende Componente des Winddruckes aufser Acht, und bezeichnen mit β den Winkel, welchen die Zugstange mit der Horizontalen bildet, mit S' die Spannung der Vertikalstange, und mit l die halbe Tiefe des Gebäudes. Alsdann gelten für den Gleichgewichtszustand des Sparrens AB die Gleichungen:

$$1) \quad T \cos \alpha = S \cos \beta.$$

$$2) \quad T \sin \alpha + Q + S \sin \beta = Q + S' + \frac{Q}{2},$$

und mit Bezug auf den Punkt B als Momentenpunkt:

$$3)\quad Q l - \frac{Q l}{2} = \frac{S \, . \, l \sin(\alpha - \beta)}{\cos \alpha};$$

unter Q verstehen wir hier die, aus der gleichmäfsig vertheilten Belastung resultirende Vertikalkraft $q + q'$.

Aus der letzten Gleichung ergiebt sich:

$$\text{I.}\quad S = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\alpha - \beta)}.$$

Drücken wir ferner die Länge der geneigten Zugstange mit s, die der Vertikalstange mit s', die des Sparrens mit p aus, — eine Bezeichnungsweise, die auch für die Folge, correspondirend der mit grofsen Buchstaben bezeichneten Inanspruchnahme der Verbandstücke, beibehalten werden soll, so wäre:

$$S = \frac{Q}{2} \cdot \frac{s}{s'}.$$

Aus der ersten Gleichung findet sich:

$$\text{II.}\quad T = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \beta}{\sin(\alpha - \beta)} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{p}{s'},$$

und aus der zweiten:

$$\text{III.}\quad S' = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \beta}{\sin(\alpha - \beta)} \cdot \sin \alpha + \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\alpha - \beta)} \cdot \sin \beta - \frac{Q}{2}$$

$$= \frac{Q}{2} \left\{ \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} - 1 \right\}$$

$$= Q \cdot \frac{\cos \alpha \sin \beta}{\sin(\alpha - \beta)} = Q \frac{h}{s'},$$

unter h die dem Winkel β entsprechende Pfeilhöhe der geneigten Zugstange verstanden.

Wird hierin $\beta = 0$ gesetzt, nimmt also die Zugstange wieder eine horizontale Lage an, so wird:

$$S' = 0.$$

Die Druckkraft P, in der Richtung des Sparrens wirksam, und zwar in einem Querschnitt D, der sich in der Entfernung x vom Punkte A befindet, ergiebt sich aus folgender Gleichung:

$$\text{IV.}\quad P = Q \sin \alpha + S \cos(\alpha - \beta) - \frac{Q}{l} x \sin \alpha$$

$$= Q \sin \alpha \left(1 - \frac{x}{l}\right) + \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha - \beta)}.$$

Für die Mitte des Sparrens, $x = \frac{1}{2} l$ gesetzt, wird

$$P = \frac{Q}{2} \sin \alpha + \frac{Q}{2} \frac{\cos \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha - \beta)}$$

$$= \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \beta}{\sin(\alpha - \beta)}$$

$$= \frac{Q}{2} \cdot \frac{p}{s'}.$$

Um diese Druckkraft für den Firstpunkt B zu erhalten, wäre $x = l$ zu setzen; alsdann wird:

$$P = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha - \beta)}.$$

Auch läfst sich dieser Werth durch die Differenz zwischen T und der, in der Richtung des Sparrens BC wirksamen Componente von $\frac{Q}{2}$ ausdrücken, da beide Kräfte sich in entgegengesetzter Richtung äufsern; demnach ist:

$$P = T - \frac{Q}{2} \cdot \sin \alpha = \frac{Q}{2}\left(\frac{\cos \beta}{\sin(\alpha - \beta)} - \sin \alpha\right)$$

$$= \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \beta - \sin^2 \alpha . \cos \beta + \cos \alpha . \sin \alpha . \sin \beta}{\sin(\alpha - \beta)}$$

$$= \frac{Q}{2} \cdot \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha . \cos \beta + \sin \alpha . \sin \beta}{\sin(\alpha - \beta)} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\operatorname{tg}(\alpha - \beta)}.$$

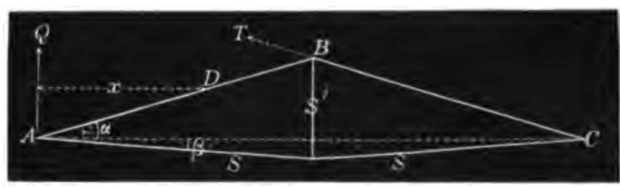
Setzt man in allen diesen Formeln $\beta = 0$, so erhält man die Inanspruchnahme der Constructionstheile für den unter I betrachteten Fall, unter Vernachlässigung des Werthes von q''.

Ferner läfst sich aus den eben aufgestellten Formeln leicht ersehen, dafs sowohl der Sparren, als auch sämmtliche Stangen mit zunehmender Gröfse des Winkels β eine erhöhte Druck- resp. Zugspannung erleiden.

III. Sollen die Zugstangen, wie dies bei ganz flachen Dächern allenfalls gerechtfertigt erscheint, geneigt abwärts angeordnet werden, so stellt sich ihre Anspannung geringer heraus, als in den vorbesprochenen Fällen I und II.

Man erhält hier, vergl. Fig. 1237, die Spannung der einzelnen Verbandstücke am einfachsten dadurch, dafs man in den, unter II aufgestellten Formeln den Winkel β negativ annimmt; alsdann wird:

Fig. 1237.



$$\text{I.} \quad S = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\alpha + \beta)}.$$

$$\text{II.} \quad S' = -Q \frac{\cos \alpha . \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}.$$

Das negative Vorzeichen dieser letzten Formel beweist, dafs die Spannung S' jetzt in entgegengesetzter Richtung auftritt, d. h., dafs die Zugspannung in eine Druckspannung übergegangen ist.

Ferner wird:

$$\text{III.} \quad T = \frac{Q}{2} \cdot \frac{\cos \beta}{\sin(\alpha + \beta)}, \text{ und}$$

$$\text{IV.}\quad P = Q \sin\alpha\left(1 - \frac{x}{l}\right) + \frac{Q}{2}\cdot\frac{\cos\alpha}{\operatorname{tg}(\alpha+\beta)}.$$

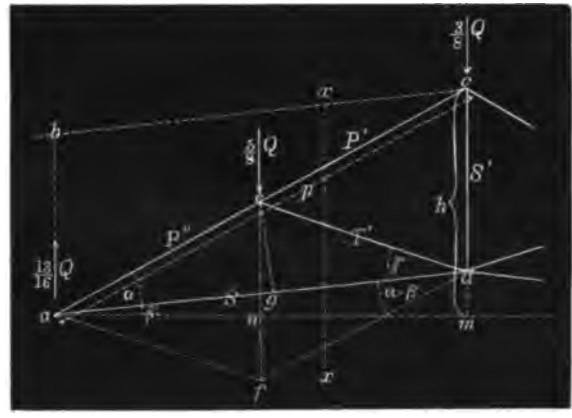
Was die Werthe von S und von P anbetrifft, so findet hier der umgekehrte Fall wie oben statt; beide Werthe werden nämlich mit zunehmender Gröfse des Winkels β kleiner, während die Druckspannung S' sich direct proportional vergröfsert; es ist aber

$$\frac{1}{S'} = -\frac{1}{Q}\left(\frac{\sin\alpha\cos\beta}{\sin\beta\cos\alpha} + \frac{\cos\alpha\sin\beta}{\sin\beta\cos\alpha}\right) = -\frac{1}{Q}(\operatorname{tg}\alpha\operatorname{cotg}\beta + 1).$$

Da nun die cotg. eines gröfseren Winkels kleiner ist, so wird für diesen Fall der Quotient $\frac{1}{S'}$ ebenfalls kleiner, mithin S' gröfser; mit abnehmender Gröfse des Winkels β wächst dagegen die cotg. desselben, weshalb S' kleiner wird. Setzen wir den Winkel $\beta = 0$, liegt also die Zugstange horizontal, so nimmt auch S' den Werth von 0 an. Es ist dies ein Grenzwerth für die Inanspruchnahme der Vertikalstange, indem diese bei aufwärts gerichtetem Zuganker wieder eine Zugspannung erleidet.

IV. Die vorhin für die Druck- resp. Zugspannung der verschiedenen Verbandstücke der Construction gefundenen Werthe erleiden eine wesentliche Aenderung, wenn der Sparren in seiner Mitte noch durch eine Strebe, Fig. 1238, unterstützt wird. Indem wir daher zur Berechnung der in den Constructionstheilen dieses Systems auftretenden Spannungen übergehen, wäre zunächst zu bemerken, dafs der Sparren über seinem mittleren Stützpunkte, falls derselbe hier ungestofsen fortgreift, als fest eingespannt betrachtet werden kann, so dafs die Tangente, welche in diesem Punkte an die elastische Linie gelegt wird, eine mit der Richtung des Sparrens parallele Lage hat. Es darf ferner als bekannt vorausgesetzt werden, dafs der in dem Knotenpunkte e auftretende Druck $\frac{5}{8}$ von der Gesammtbelastung Q des Bindersparrens beträgt; für den Firstpunkt resultirt hiernach ein Totaldruck von $\frac{3}{8}$ Q.

Fig. 1238.



Wir bemerken endlich noch, dafs die kleinen Buchstaben in Nachfolgendem stets die Längen der einzelnen Verbandstücke ausdrücken, im Gegensatz zu den gleichnamigen grofsen Buchstaben mit oder ohne Index, welche die Spannungen in denselben repräsentiren.

Da die Reaction gegen den unteren Stützpunkt des Sparrens $\frac{13}{16}$ Q beträgt, so ergiebt sich aus dem Parallelogramm der Kräfte $abcd$

$$P'' \cdot \frac{13}{16} Q = p : s', \text{ und}$$

$$S : \frac{13}{16} Q = s : s';$$

hieraus:

$$\text{I.} \quad P'' = \frac{13}{16} Q \frac{p}{s'} = \frac{13}{16} Q \frac{\cos \beta}{\sin (\alpha - \beta)}.$$

$$\text{II.} \quad S = \frac{13}{16} Q \frac{s}{s'} = \frac{13}{16} Q \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha - \beta)}.$$

Dieselben Werthe würden sich auch dadurch finden lassen, dafs man die algebraische Summe der im Punkte a angreifenden, horizontalen und vertikalen Kräfte gleich Null setzt.

Es ist ferner, wenn man das Parallelogramm der Kräfte $aedf$ in Betracht zieht,

$$\frac{5}{8} Q : T' = s' : t' = \sin (\alpha - \beta + \gamma) : \cos \alpha;$$

hieraus:

$$\text{III.} \quad T' = \frac{5}{8} Q \frac{t'}{s'} = \frac{5}{8} Q \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha - \beta + \gamma)}.$$

Diese Pressung wächst im Verhältnifs von $t' : s'$; sie ist daher um so gröfser, je schräger die Strebe steht. Die günstigste Inanspruchnahme erfährt dieselbe dann, wenn der Nenner $\sin (\alpha - \beta + \gamma)$ seinen gröfsten Werth $= 1$ annimmt. Dieser Fall tritt, den Winkel $\beta = 0$, d. h. eine horizontale Lage der Zugstange vorausgesetzt, bei einer rechtwinkligen Stellung der Strebe gegen die Richtung des Sparrens ein; alsdann ist nämlich

$$\alpha + \gamma = 90°,$$

und

$$T' = \frac{5}{8} Q \cos \alpha.$$

Bei einer vertikalen Stellung der Strebe erhöht sich ihre Belastung auf

$$T' = \frac{5}{8} Q.$$

Das Parallelogramm $aedf$ ergiebt ferner:

$$P'' - P' : \frac{5}{8} Q = \frac{1}{2} p : s',$$

$$P'' - P' = \frac{5}{16} Q \frac{p}{s'}, \text{ also}$$

$$\text{IV.} \quad P' = P'' - \frac{5}{16} Q \frac{p}{s'} = \frac{1}{2} Q \frac{p}{s'} = \frac{1}{2} Q \frac{\cos \beta}{\sin (\alpha - \beta)}.$$

Um die Spannung S' zu erhalten, betrachte man das Parallelogramm der Kräfte, dessen Spitze im Firstpunkte c liegt. Es verhält sich dann

$$\frac{3}{16} Q + \frac{S'}{2} : P' = h : p,$$

unter h die ganze Höhe des Daches verstanden; hieraus folgt:

$$\frac{S'}{2} = \frac{1}{2} Q \frac{h}{s'} - \frac{3}{16} Q,$$

daher

$$\text{V.} \quad S' = Q \frac{h}{s'} - \frac{3}{8} Q = Q \frac{\sin \alpha \cos \beta}{\sin (\alpha - \beta)} - \frac{3}{8} Q.$$

Für die Richtigkeit der Rechnung diene folgende Controlle:

Man denke nach der Ritter'schen Methode den Schnitt xx, und das Moment aller, auf das abgeschnittene Stück einwirkenden Kräfte gleich Null gesetzt; für den Punkt e als Drehpunkt ergiebt sich dann

$$\frac{13}{16} Q \,.\, an - S \,.\, eg = 0.$$

Nun ist

$$an = \frac{1}{2} p \cos \alpha,$$

$$eg = \frac{1}{2} p \sin (\alpha - \beta),$$

demnach

$$S = \frac{13}{16} Q \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha - \beta)}.$$

Für den Punkt d als Momentenpunkt wird

$$\frac{13}{16} Q \,.\, am - \frac{5}{8} Q \cdot \frac{1}{2} \cdot am + P' \,.\, s \,.\, \sin (\alpha - \beta) = 0,$$

oder

$$\frac{1}{2} Q \,.\, am + P' \,.\, s \,.\, \sin (\alpha - \beta) = 0.$$

Da aber

$$am = s \cos \beta,$$

so ist

$$P' = - \frac{1}{2} Q \frac{\cos \beta}{\sin (\alpha - \beta)}.$$

Das negative Vorzeichen bedeutet Druckspannung.

V. Wenn die Zugstange, wie in Fig. 1239 angenommen, eine horizontale Lage hat, so ist zur Ermittelung der Spannung in den einzelnen Constructionstheilen nur erforderlich, in den unter IV gefundenen Ausdrücken den Winkel $\beta = 0$ zu setzen; alsdann wird

$$\text{I.} \quad P'' = \frac{13}{16} Q \operatorname{cosec} \alpha = \frac{13}{16} Q \frac{p}{s'}.$$

$$\text{II.} \quad S = \frac{13}{16} Q \operatorname{cotg} \alpha = \frac{13}{16} Q \frac{s}{s'}.$$

$$\text{III.} \quad T' = \frac{5}{8} Q \frac{\cos \alpha}{\sin 2 \alpha}$$

$$= \frac{5}{16} Q \operatorname{cosec} \alpha = \frac{5}{16} Q \frac{p}{s'}.$$

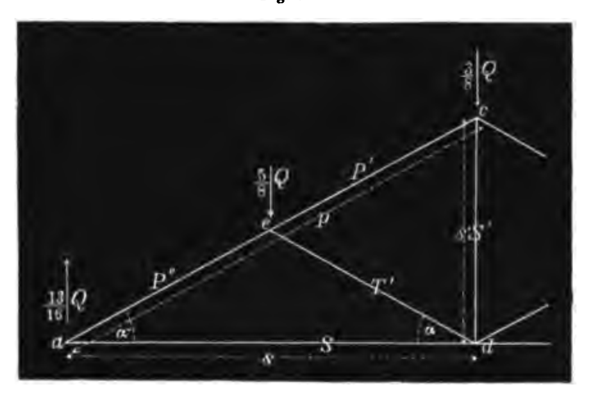
$$\text{IV.} \quad P' = \frac{1}{2}\, Q \operatorname{cosec} \alpha = \frac{1}{2}\, Q\, \frac{p}{s'}\,.$$

Es ist daher

$$P'' = P' + T',$$

wie sich dieses auch unmittelbar aus der Betrachtung des gleichschenkligen Dreiecks *ade* ergiebt; es läfst sich nämlich daraus leicht erkennen, dafs die in die Sparrenrichtung übertretende Componente von $\frac{5}{8} Q$ gleich der Druckspannung T' sein mufs.

Fig. 1239.



Endlich ist noch

$$\text{V.} \quad S' = Q - \frac{3}{8}\, Q = \frac{5}{8}\, Q.$$

Diesen Ausdruck findet man auch direct, wenn man in dem Punkte *c* oder *d*

$$\Sigma\,(V) = 0$$

setzt.

Für den speciellen Fall, dafs $\alpha = 30°$ ist, wird

$$T' = S' = \frac{5}{8}\, Q.$$

VI. Nicht minder einfach gestaltet sich die Rechnung, wenn die Strebe rechtwinklig gegen den Bindersparren gerichtet wird, vergl. Fig. 1240.

Es ergiebt sich hier unmittelbar

$$\text{I.} \quad P'' = \frac{13}{16}\, Q \operatorname{cosec} \alpha.$$

$$\text{II.} \quad S_2 = \frac{13}{16}\, Q \operatorname{cotg} \alpha.$$

$$\text{III.} \quad T' = \frac{5}{8}\, Q \cos \alpha.$$

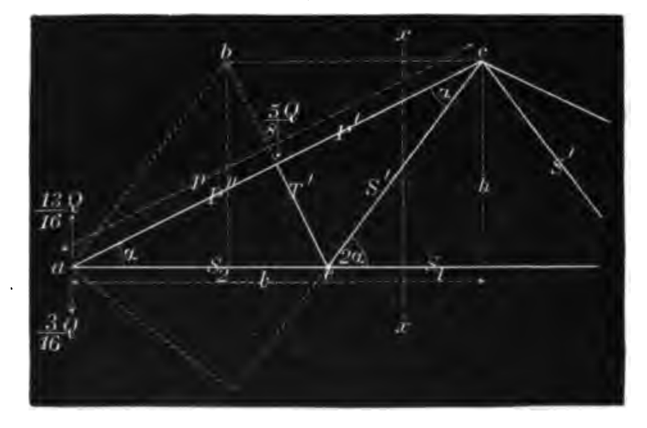
Ferner ist

$$P'' = P' + \frac{5}{8}\, Q \sin \alpha.$$

Demnach

$$\text{IV.}\quad P' = \frac{13}{16} Q \frac{1}{\sin\alpha} - \frac{5}{8} Q \sin\alpha.$$

Fig. 1240.



Die Spannung S' der geneigten Stange ergiebt sich aus der Gleichung:

$$\frac{T'}{2} = S' \sin\alpha.$$

$$\text{V.}\quad S' = \frac{5}{16} Q \operatorname{cotg}\alpha.$$

Oder man setze die Summe der auf den Punkt e einwirkenden Vertikalkräfte — Componenten der Kräfte T' und S' — gleich Null; dadurch entsteht:

$$T' \cos\alpha = S' \sin 2\alpha.$$

$$S' = \frac{T'}{2\sin\alpha} = \frac{5}{16} Q \operatorname{cotg}\alpha.$$

Noch in anderer Weise findet sich dieser Werth für S', wenn man die Stangenverbindung durch eine Vertikalebene xx geschnitten denkt, und für den abgeschnittenen Theil die Momentengleichung mit Bezug auf den Punkt a als Drehpunkt aufstellt; die Bedingung für den Gleichgewichtszustand ist dann:

$$\frac{5}{8} Q \cdot \frac{1}{2} l = S' \,.\, p \sin\alpha.$$

$$S' = \frac{5}{16} Q \cdot \frac{l}{p \sin\alpha} = \frac{5}{16} Q \operatorname{cotg}\alpha.$$

Was endlich die Spannung S_1 des mittleren Zugstangenstücks anbetrifft, so läfst sich diese auf einfachem Wege dadurch ermitteln, dafs man die Summe der horizontalen Componenten aller, den Punkt e angreifenden Kräfte gleich Null setzt; also

$$S_2 - S_1 - S' \cos 2\alpha - T' \sin\alpha = 0, \text{ oder:}$$

$$S_2 = S_1 + S' \cos 2\alpha + T' \sin\alpha.$$

Nun sind die beiden letzten rechts befindlichen Summanden, welche die

horizontalen Componenten der Kräfte T' und S' darstellen, dieser letzteren Kraft vollständig gleich, wovon man sich leicht überzeugt, wenn man die Projectionen der Linie be und ce zeichnet; daher ist:

$$S_2 = S_1 + S', \text{ und}$$

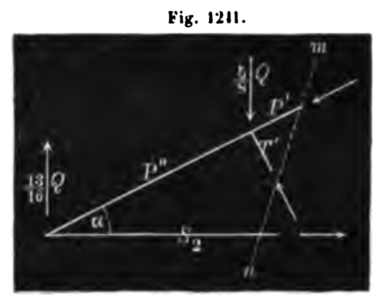
$$\text{VI.} \quad S_1 = \frac{13}{16} Q \operatorname{cotg} \alpha - \frac{5}{16} Q \operatorname{cotg} \alpha = \frac{1}{2} Q \operatorname{cotg} \alpha.$$

Auch gelangt man zu demselben Resultat, wenn man wieder einen Vertikalschnitt xx denkt und die Gleichgewichtsbedingung mit Bezug auf den Momentenpunkt c ermittelt; demnach wird:

$$\frac{13}{16} Q l = \frac{5}{8} Q \frac{l}{2} + S_1 \,.\, h.$$

$$S_1 = \frac{1}{2} Q \frac{l}{h} = \frac{1}{2} Q \,.\operatorname{cotg} \alpha.$$

Fig. 1241.



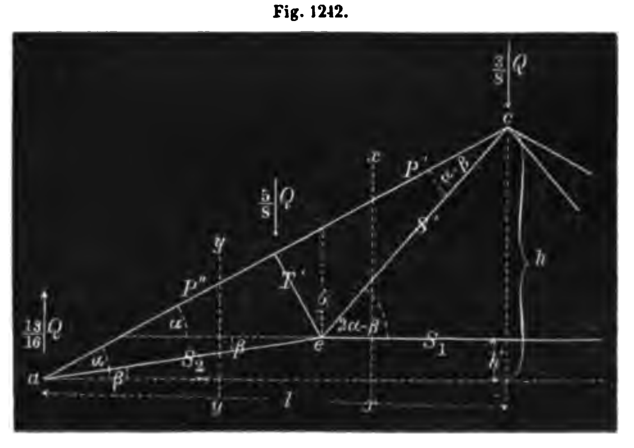
Man versäume im Allgemeinen nicht, hinsichtlich der Richtigkeit der Rechnung noch anderweitige Controllen anzustellen; so wäre beispielshalber nachzuweisen, dafs die algebraische Summe aller Vertikalkräfte, welche auf das, durch den Schnitt mn, Fig. 1241, getheilte Stück einwirken, gleich Null ist. Die Summe dieser Vertikalkräfte beträgt hier

$$\frac{13}{16} Q - \frac{5}{8} Q - P' \sin \alpha + T' \cos \alpha.$$

$$= \frac{13}{16} Q - \frac{5}{8} Q - \frac{13}{16} Q + \frac{5}{8} Q \sin^2 \alpha + \frac{5}{8} Q \cos^2 \alpha = 0.$$

VII. Die Unterstützung des Sparrens erfolge nach dem Polonceau'schen System, Fig. 1242, bei welchem die Zugstange in gebrochener Form in Anwendung kommt.

Fig. 1242.



Wenn man hinsichtlich der Neigung, der Belastung und der Länge des Bindersparrens die unter IV betrachteten Voraussetzungen zu Grunde legt, so bedarf es nur eines Rückblickes auf Fig. 1238, um sofort zu erkennen, dafs

$$\text{I.}\quad P'' = \frac{13}{16} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha-\beta)}$$

$$\text{II.}\quad S_2 = \frac{13}{16} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha-\beta)} = \frac{13}{16} Q \frac{s_2}{\sigma},$$

unter σ die im Punkte e errichtete Vertikale verstanden.

Es ist ferner

$$\text{III.}\quad T' = \frac{5}{8} Q \cos\alpha,$$

und

$$P' = P'' - \frac{5}{8} Q \sin\alpha, \text{ also}$$

$$\text{IV.}\quad P' = \frac{13}{16} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha-\beta)} - \frac{5}{8} Q \sin\alpha.$$

Um die, in Gemeinschaft mit den bereits gefundenen Kräften T' und S_2 auf den Knotenpunkt e einwirkenden Spannungen S' und S_1 zu ermitteln, dienen die beiden statischen Gleichungen

$$1)\quad S' \sin(2\alpha-\beta) = S_2 \sin\beta + T' \cos\alpha$$

$$2)\quad S_2 \cos\beta = S_1 + S' \cos(2\alpha-\beta) + T' \sin\alpha.$$

Aus 1) folgt

$$\text{V.}\quad S' = \frac{1}{\sin(2\alpha-\beta)} \left\{ \frac{13}{16} Q \frac{\cos\alpha \sin\beta}{\sin(\alpha-\beta)} + \frac{5}{8} Q \cos^2\alpha \right\},$$

und aus 2)

$$\text{VI.}\quad S_1 = \frac{13}{16} Q \frac{\cos\alpha\cos\beta}{\sin(\alpha-\beta)} - S'\cos(2\alpha-\beta) - \frac{5}{8} Q \sin\alpha\cos\alpha.$$

Ein weit einfacherer Ausdruck ergiebt sich für S_1, wenn man das statische Moment aller derjenigen Kräfte, die auf das durch die Linie xx abgeschnittene Stück einwirken, mit Bezug auf den Drehpunkt c gleich Null setzt. Alsdann wird:

$$\frac{13}{16} Q l - \frac{5}{8} Q \cdot \frac{1}{2} l - S_1 (h - h') = 0;$$

hieraus

$$S_1 = \frac{1}{2} Q \frac{l}{h-h'}.$$

Setzen wir in allen diesen Formeln

$$\beta = 0,$$

so müssen sich aus ihnen diejenigen Werthe ergeben, welche in dem vorhin besprochenen Falle VI für sie gefunden wurden.

Man nehme beispielsweise in der vorletzten Formel den Winkel $\beta = 0$ an; dadurch wird

$$S' = \frac{1}{\sin 2\alpha} \cdot \frac{5}{8} Q \cos^2\alpha = \frac{5}{16} Q \operatorname{cotg}\alpha.$$

Dies ist aber derselbe Werth, welcher sich für die Spannung der geneigten Stange ce in Fig. 1240 herausstellte.

Da ferner der Ausdruck $h - h'$, für $\beta = 0$, in h übergeht, so wird

$$S_1 = \frac{1}{2} Q \frac{l}{h} = \frac{1}{2} Q \operatorname{cotg} \alpha.$$

Man denke endlich einen Schnitt yy, und für das dadurch links abgeschnittene Stück den Punkt e als Drehpunkt aufgestellt; der Gleichgewichtszustand bedingt dann die Momentengleichung

$$\frac{13}{16} Q \,.\, s_2 \,.\, \cos \beta = - P'' \,.\, s_2 \,.\, \sin (\alpha - \beta);$$

hieraus

$$P'' = - \frac{13}{16} Q \frac{\cos \beta}{\sin (\alpha - \beta)}.$$

Das negative Vorzeichen bedeutet stets Druckspannung.

VIII. Der Bindersparren sei, außer an beiden Enden, noch auf je $\frac{1}{3}$ seiner Länge durch Streben unterstützt, die mit der Richtung desselben spitze Winkel bilden. Aus der gleichmäßig vertheilten Belastung Q resultirt dann bekanntlich für jeden der beiden mittleren Stützpunkte des Sparrens ein Druck von $\frac{11}{30} Q$; für den Auflagerpunkt A, Fig. 1243, ergiebt sich daher eine Reaction von $\frac{13}{15} Q$.

Fig. 1243.

Die Zugstange sei gegen die Horizontale unter dem Winkel β geneigt, während α wieder den Neigungswinkel der Dachfläche bezeichnet. Die kleinen Buchstaben drücken ferner, in Uebereinstimmung mit der früheren Bezeichnungsweise, die Längen derjenigen Verbandstücke aus, deren Spannung durch die gleichnamigen, aber größeren Typen charakterisirt ist. Unter p endlich ist die ganze Länge des Sparrens, unter s die der geneigten Zugstange, und unter h die Pfeilhöhe des Daches zu verstehen.

Ohne nun die Größe jener Winkel α und β in die Rechnung einzuführen, soll die Spannung der einzelnen Verbandstücke in Nachstehendem ausschließlich durch das Längenmaß derselben ausgedrückt werden; das letztere, zwischen den Befestigungspunkten der Einzeltheile gemessen, ist mit-

telst Zirkel und Mafsstab möglichst genau abzustecken und demnächst in die betreffenden Werthe zu übertragen.

Dies vorausgeschickt, ergeben sich durch Zerlegung der im Punkte A wirkenden Kraft

$$Q - \frac{2}{15} Q = \frac{13}{15} Q,$$

nach der Richtung des Sparrens und der Zugstange, die Proportionen:

$$\frac{13}{15} Q : P''' = s' : p, \text{ und}$$

$$\frac{13}{15} Q : S_2 = s' : s;$$

daher:

$$\text{I.} \quad P''' = \frac{13}{15} Q \frac{p}{s'}.$$

$$\text{II.} \quad S_2 = \frac{13}{15} Q \frac{s}{s'}.$$

Durch Zerlegung der im Punkte B wirkenden Kraft nach der Richtung BA und BF erhält man ferner

$$\frac{11}{30} Q : T'' = \frac{2}{3} s' : t'', \text{ und}$$

$$\frac{11}{30} Q : P''' - P'' = \frac{2}{3} s' : \frac{1}{3} p;$$

daher ist:

$$\text{III.} \quad T'' = \frac{11}{30} \cdot \frac{3}{2} Q \cdot \frac{t''}{s'} = \frac{11}{20} Q \frac{t''}{s'}.$$

$$\text{IV.} \quad P'' = P''' - \frac{11}{30} Q \cdot \frac{p}{2s'} = \frac{41}{60} Q \frac{p}{s'}.$$

Betrachtet man die Kraft T'' als Resultirende zweier Componenten, die in der Richtung FC und EG wirken, so entstehen die Proportionen

$$T'' : S'' = t'' : \frac{1}{3} s', \text{ und}$$

$$T'' : S_2 - S_1 = t'' : \frac{1}{3} s;$$

hieraus folgt:

$$\text{V.} \quad S'' = T'' \cdot \frac{s'}{3t''} = \frac{11}{60} Q, \text{ und}$$

$$\text{VI.} \quad S_1 = S_2 - T'' \cdot \frac{s}{3t''} = \frac{41}{60} Q \frac{s}{s'}.$$

Die Richtigkeit des für S'' gefundenen Werthes läfst sich unmittelbar prüfen, indem man durch die Vertikale CF einen schrägen Schnitt legt und für das dadurch links abgeschnittene Stück den Auflagerpunkt A als Drehpunkt aller auf dasselbe einwirkenden Kräfte annimmt; alsdann wird,

die halbe Tiefe des Daches als Einheit für die bezüglichen Hebelsarme zu Grunde gelegt,

$$\frac{11}{30} Q \cdot \frac{1}{3} - S'' \cdot \frac{2}{3} = 0, \text{ hieraus}$$

$$S'' = \frac{11}{60} Q.$$

Die beiden Kräfte T' und P' ergeben sich dadurch, dafs man die im Punkte C wirkende Kraft nach den Richtungen CB und CG zerlegt; demnach verhält sich

$$S'' + \frac{11}{30} Q : T' = s' : t', \text{ und}$$

$$S'' + \frac{11}{30} Q : P'' - P' = s' : \frac{1}{3} p;$$

mithin ist:

$$\text{VII.} \quad T' = \left(S'' + \frac{11}{30} Q\right) \frac{t'}{s'} = \frac{11}{20} Q \frac{t'}{s'}, \text{ und}$$

$$\text{VIII.} \quad P' = P'' - \left(\frac{11}{60} Q + \frac{11}{30} Q\right) \frac{1}{3} \cdot \frac{p}{s'} = \frac{1}{2} Q \frac{p}{s'}.$$

Endlich erhält man die Spannung S' der mittleren Vertikalstange durch Zerlegung der im Punkte D wirkenden Kräfte; es verhält sich nämlich:

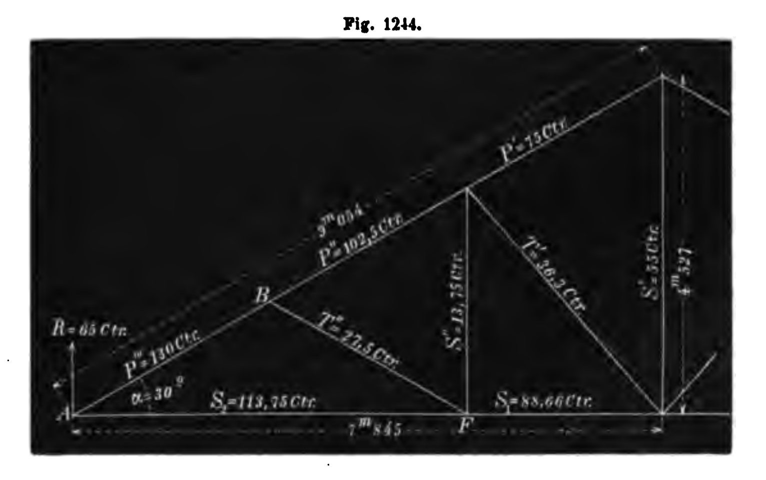
$$\frac{S'}{2} + \frac{2}{15} Q : P' = h : p, \text{ daher}$$

$$\text{IX.} \quad S' = 2\left(\frac{P' h}{p} - \frac{2}{15} Q\right) = \frac{Q h}{s'} - \frac{4}{15} Q.$$

Der Sparren ist für den Punkt B auf **zusammengesetzte** Festigkeit zu berechnen, und zwar mit Berücksichtigung der Kraft P''' und des, in jenem Punkte stattfindenden Biegungsmomentes. In welcher Weise dies geschieht, soll in der nächsten Nummer an einem Zahlenbeispiel erörtert werden.

IX. Die **halbe** Tiefe eines eisernen Daches, bei dem jeder Bindersparren durch **zwei schräg gestellte** Streben, vergl. Fig. 1244, unterstützt ist,

Fig. 1244.



betrage 7^m845, die Zugstange sei horizontal und der Neigungswinkel α der Dachfläche werde auf 30° angenommen.

Hiernach ergiebt sich die Höhe des Daches

$$s' = 7{,}845 \,.\, tg\, 30° = 4^m527,$$

und die Länge des Sparrens

$$l = 4{,}527 \,.\, 2 = 9^m054.$$

Wir nehmen ferner einen Binderabstand von 3^m an und eine, durch das Deckmaterial des Daches, sowie durch Schnee und Sturm hervorgerufene Belastung von 160^k pro □Meter der Horizontalprojection. Jeder Bindersparren trägt daher eine gleichmäſsig vertheilte Belastung von

$$Q = 7{,}845 \,.\, 3 \,.\, 160 = \text{rot. } 3750^k.$$

Mithin ist der aufwärts gerichtete Gegendruck des Sparrens

$$R = \frac{13}{15} \cdot 3750 = 3250^k.$$

Hieraus folgt:

$$\text{I.} \quad P''' = 3250 \,.\, \operatorname{cosec} \alpha = 3250 \,.\, 2 = 6500^k.$$

$$\text{II.} \quad S_2 = 3250 \,.\, \operatorname{cotg} \alpha = 3250 \,.\, \sqrt{3} = 5688^k.$$

Unserer Annahme zufolge, sei der Sparren aus zwei E-Eisen zusammengesetzt mit den, in Fig. 1245 hineingeschriebenen, durch Centimeter ausgedrückten Dimensionen. Es wäre demnach zu untersuchen, ob und in wie weit dieser Querschnitt der Anforderung einer ausreichenden Sicherheit entspricht.

Fig. 1245.

0,65 5,2 8,4 0,65 9,7 cm

Die Gröſse der Querschnittsfläche beläuft sich auf

$$10{,}4 \,.\, 9{,}7 - 9{,}1 \,.\, 8{,}4 = 24{,}44 \text{ □Centim.}$$

Da nun der mit AB bezeichnete, unterste Sparrentheil einem Drucke von 6500^k zu widerstehen hat, so resultirt hieraus pro □Centim. des Querschnitts eine Inanspruchnahme von

$$\frac{6500}{24{,}44} = 265^k\,9.$$

Mit Rücksicht auf die zulässige Belastung von 700^k pro □Centim. bliebe daher für den, auch auf Bruchfestigkeit in Anspruch genommenen Sparrentheil AB noch ein disponibler Ueberschuſs von

$$700^k - 265^k9 = 434^k1$$

pro □Centim. Die in der Länge AB gleichmäſsig vertheilte Belastung von $\frac{1}{3} Q$ bedingt für die Bruchstelle, die im Punkte B liegt — wenn hier sonst kein Stoſs vorhanden — ein Biegungsmoment von

$$M = \frac{1}{3}\, Q \,.\, \frac{1}{3}\, l \,.\, \frac{\cos\alpha}{10} = \frac{1}{90}\, Q \,.\, l \,.\, \cos\alpha$$

$$= \frac{1}{90} \,.\, 3750 \,.\, 905{,}4 \,.\, \frac{1}{2}\sqrt{3} = 32669{,}8 \text{ Kilogr.-Centim.}$$

Andererseits ist das Trägheitsmoment des zu Grunde gelegten Sparrenquerschnitts

$$W = \frac{1}{12}(10,4 \,.\, 9,7^3 - 9,1 \,.\, 8,4^3) = 341,51,$$

und der Abstand der am meisten beanspruchten Faser von der neutralen Achse

$$e = 4,85 \text{ Centim.}$$

Der aus der Bruchfestigkeit hervorgehende Zuwachs der Belastung beträgt daher pro □Centim. jenes Faserquerschnitts

$$\frac{32669,8 \,.\, 4,85}{341,51} = 463^k9,$$

und es beläuft sich mithin die Gesammtbelastung pro □Centim. auf

$$265^k9 + 463^k9 = 729^k8.$$

Es ist hiernach der Schlufs gerechtfertigt, dafs jener Querschnitt, wenngleich die Belastung desselben pro □Einheit den üblichen Grenzwerth etwas überschreitet, noch vollkommen genügt.

Was den Durchmesser d des Zugstangenstücks AF anbetrifft, so findet sich

$$d = 2\sqrt{\frac{5688}{700 \,.\, 3,141}} = 3,2 \text{ Centim.}$$

Die Pressung T'' in der Strebe BF ist im vorliegenden Falle, da der Winkel $\alpha = 30°$, ebenso grofs wie der im Lastpunkte B wirksame Druck, nämlich

$$T'' = \frac{11}{30} \cdot 3750^k = 1375^k.$$

Es ergiebt sich daher der Querschnitt f derselben, falls sie aus Gufseisen besteht und nur ihr Druckwiderstand in Betracht kommt,

$$f = \frac{1375}{500} = 2,75 \,\square^{cm}.$$

Die Zugspannung S'' kann, wie ohne Weiteres ersichtlich, nur halb so grofs sein, wie die eben berechnete Druckspannung T'', also

$$S'' = \frac{11}{60} \cdot 3750^k = 687^k5.$$

Es leuchtet ferner ein, dafs die Pressung P'' in der mittelsten Abtheilung des Sparrens durch die Differenz der Druckkräfte P''' und T'' ihren Ausdruck findet, demnach ist

$$P'' = 6500^k - 1375^k = 5125^k.$$

Die Spannung S_1 stellt sich als Differenz der Werthe von S_2 und der horizontalen Componente von T'' fest, nämlich

$$S_1 = 4433^k;$$

u. s. w., u. s. w.

In gleicher Weise lassen sich die Spannungen aller übrigen Verbandstücke ermitteln; die betreffenden Werthe derselben — durch Ctr. ausgedrückt — sind in Fig. 1244 überall hineingeschrieben worden. —

X. Bei der in Fig. 1246 dargestellten Construction ist der Bindersparren ebenfalls durch zwei Streben unterstützt; dieselben bilden jedoch mit der Richtung desselben rechte Winkel; im Uebrigen sind die Verhältnisse dieselben, wie bei der unter No. VIII vorgeführten Verbindung.

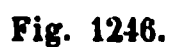
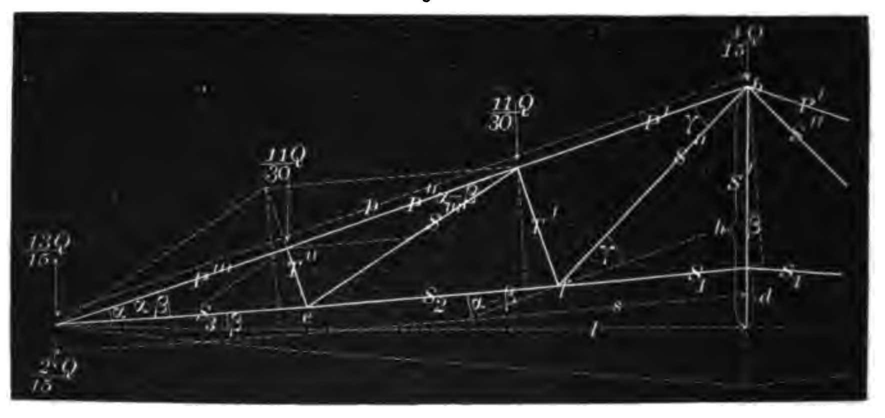


Fig. 1246.



Die Inanspruchnahme der dem Stützpunkte zunächst befindlichen Abtheilungen des Sparrens und der Zugstange bleibt unverändert wie dort, nämlich:

$$\text{I.}\quad P''' = \frac{13}{15} Q \cdot \frac{p}{s'} = \frac{13}{15} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha-\beta)}\,.$$

$$\text{II.}\quad S_3 = \frac{13}{15} Q \cdot \frac{s}{s'} = \frac{13}{15} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha-\beta)}\,.$$

Ferner ist:

$$P'' = P''' - \frac{11}{30} Q \sin\alpha, \text{ also:}$$

$$\text{III.}\quad P'' = \frac{13}{15} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha-\beta)} - \frac{11}{30} Q \sin\alpha.$$

Es ergiebt sich ferner unmittelbar:

$$\text{IV.}\quad T'' = \frac{11}{30} Q \cos\alpha,$$

und hieraus:

$$\text{V.}\quad S''' = \frac{T''}{2} \frac{1}{\sin(\alpha-\beta)}$$

$$= \frac{11}{60} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha-\beta)}\,.$$

Die Pressung in der obersten Abtheilung des Sparrens ist:

$$\text{VI.}\quad P' = P'' - \frac{11}{30} Q \sin\alpha - S''' \,.\, \cos(\alpha-\beta)$$

$$= \frac{13}{15} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha-\beta)} - \frac{11}{15} Q \sin\alpha - \frac{11}{60} Q \cos\alpha \operatorname{cotg}(\alpha-\beta)\,.$$

Zerlegt man nun die im Punkte e angreifenden Kräfte parallel und senkrecht zur Zugstange, so läfst sich leicht übersehen, dafs die beiden zu T'' und S''' gehörigen Componenten, welche in die Richtung jener Stange fallen, zusammengenommen den Werth S''' geben; es ist daher mit Bezug auf den Angriffspunkt e

$$S_3 - S_2 - S''' = 0, \text{ und}$$

$$S_2 = S_3 - S''',$$

demnach

$$\text{VII.} \quad S_2 = \frac{13}{15} Q \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha - \beta)} - \frac{11}{60} Q \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha - \beta)}$$

$$= \frac{41}{60} Q \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha - \beta)} .$$

Die Pressung T' der längeren Strebe erhält man aus der Summe

$$T' = \frac{11}{30} Q \cos \alpha + S''' \sin (\alpha - \beta), \text{ oder}$$

$$\text{VIII.} \quad T' = \frac{11}{30} Q \cos \alpha + \frac{11}{60} Q \cos \alpha = \frac{11}{20} Q \cos \alpha .$$

Die Spannung S_1 ergiebt sich aus der Aufstellung der Momentengleichung in Bezug auf den Firstpunkt b, nämlich:

$$\frac{Q l}{2} = S_1 (h - d) \cos \beta, \text{ daher}$$

$$\text{IX.} \quad S_1 = \frac{Q}{2} \frac{l}{(h - d) \cos \beta} .$$

Hieraus folgt nun weiter aus der Proportion:

$$S' : S_1 = 2 d : s,$$

$$\text{X.} \quad S' = S_1 \cdot \frac{2d}{s} = Q \frac{l}{h - d} \operatorname{tg} \beta .$$

Endlich findet man die Spannung S'', wenn man die auf den Punkt f einwirkenden Kräfte in der Richtung der Strebe T' und rechtwinklig darauf zerlegt; dadurch wird:

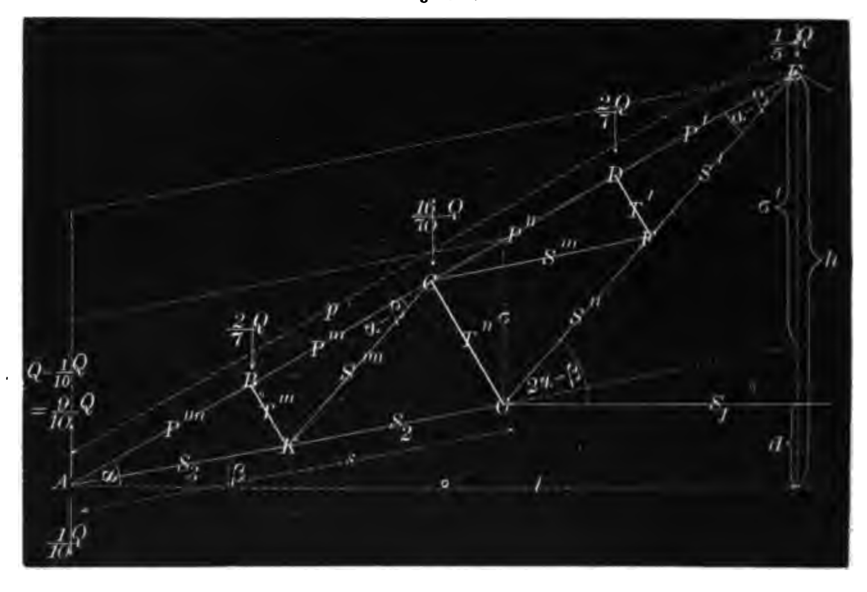
$$S_2 \cos (\alpha - \beta) = S_1 \cos (\alpha - \beta) + S'' \cos \gamma ;$$

$$\text{XI.} \quad S'' = \frac{(S_2 - S_1) \cos (\alpha - \beta)}{\cos \gamma} = \frac{3 (S_2 - S_1) \cos (\alpha - \beta) s''}{p} .$$

XI. In Fig. 1247 lassen wir behufs specieller Berechnung eine ähnliche Construction folgen, die sich jedoch von dem in Fig. 1242 dargestellten System dadurch unterscheidet, dafs der Bindersparren unter Anwendung von Haupt- und Nebensystemen durch drei, rechtwinklig gegen die Längenachse desselben

aufgestellte **Streben** unterstützt werden soll; die dadurch belasteten Punkte K und F sind demnach durch die schräg aufsteigenden Stangen CK und CF an den Hauptknotenpunkt C anzuhängen.

Fig. 1247.



Bezeichnen wir wieder die Längen der einzelnen Verbandstücke, deren Inanspruchnahme die **grofsen** Buchstaben ausdrücken, mit den correspondirenden und mit demselben Index versehenen **kleinen** Typen, so findet sich, da die Punkte A, B, C... in gleichen Abständen von einander liegen,

$$t' = t''' = \frac{t''}{2}, \text{ ferner}$$

$$s' = s'' = s''' = s'''' = s_2 = s_3 = \frac{1}{2} s.$$

Was den **Sparren** anbetrifft, so wird dieser hier in 5 Punkten unterstützt, und es ergiebt sich daher als **Reaction** der Stützen:

$$\text{in } A = \frac{1}{10} Q$$

$$\text{- } B = \frac{2}{7} Q$$

$$\text{- } C = \frac{16}{70} Q$$

$$\text{- } D = \frac{2}{7} Q$$

$$\text{- } E = \frac{1}{10} Q$$

Zerlegt man nun die im Punkte A wirkende, aufwärts gerichtete Gegenkraft $Q - \frac{1}{10} Q$ nach der Richtung AB und AK, so entstehen die Proportionen:

$$\frac{9}{10} Q : S_3 = \sigma : s, \text{ und}$$

$$\frac{9}{10} Q : P'''' = \sigma' : p;$$

hieraus folgt:

$$\text{I.} \quad S_3 = \frac{9}{10} Q \frac{s}{\sigma} = \frac{9}{10} Q \cdot \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha - \beta)} .$$

$$\text{II.} \quad P'''' = \frac{9}{10} Q \frac{p}{\sigma'} = \frac{9}{10} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha - \beta)} .$$

Die in B angreifende Kraft $\frac{2}{7} Q$ ergiebt nach der Richtung BK die Componente

$$\text{III.} \quad T''' = \frac{2}{7} Q \cos\alpha = \frac{2}{7} Q \frac{l}{p},$$

und nach der Richtung AB

$$P'''' - P''' = \frac{2}{7} Q \sin\alpha = \frac{2}{7} Q \frac{h}{p} .$$

Mithin ist:

$$\text{IV.} \quad P''' = \frac{9}{10} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha - \beta)} - \frac{2}{7} Q \sin\alpha .$$

Durch weitere Zerlegung der Kraft T''' nach den Richtungen CK und AK findet man

$$T''' : S'''' = t''' : \frac{s}{4} = t'' : \frac{s}{2}, \text{ daher}$$

$$\text{V.} \quad S'''' = T''' \frac{s}{2t''} = \frac{T'''}{2\sin(\alpha - \beta)} = \frac{1}{7} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha - \beta)} .$$

Nun ist:

$$S'''' = S_3 - S_2, \text{ also:}$$

$$\text{VI.} \quad S_2 = \frac{9}{10} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha - \beta)} - \frac{1}{7} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha - \beta)} = \frac{53}{70} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha - \beta)} .$$

Die Druckspannung der Strebe DF ist dieselbe, wie die der Strebe BK, nämlich:

$$\text{VII.} \quad T' = T''' = \frac{2}{7} Q \cos\alpha .$$

Ebenso verhält es sich mit den Zugstangenenden CF und CK; es ist daher

$$\text{VIII.} \quad S''' = S'''' = \frac{1}{7} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha - \beta)}$$

$$= S' - S'' .$$

Die **Pressung der Strebe** CG ergiebt sich aus der Summe der, im Punkte C auf sie einwirkenden Kräfte: mit Bezug hierauf wird

$$T'' = \frac{16}{70} Q \cos\alpha + 2\, S''' \sin(\alpha - \beta).$$

$$\text{IX.} \quad T'' = \frac{16}{70} Q \cos\alpha + \frac{2}{7} Q \cos\alpha = \frac{18}{35} Q \cos\alpha.$$

Ferner resultirt unmittelbar

$$\text{X.} \quad P'' = P''' - \frac{16}{70} Q \sin\alpha = \frac{9}{10} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha - \beta)} - \frac{18}{35} Q \sin\alpha,$$

und

$$\text{XI.} \quad P' = P'' - \frac{2}{7} Q \sin\alpha = \frac{9}{10} Q \frac{\cos\beta}{\sin(\alpha - \beta)} - \frac{4}{5} Q \sin\alpha.$$

Die Spannung S_1 des **mittleren horizontalen** Zugstangenstücks läfst sich am einfachsten dadurch ermitteln, dafs man die Figur durch eine Vertikalebene — etwa durch den Firstpunkt gelegt — geschnitten denkt und die Gleichgewichtsbedingung für die eine Dachhälfte aufstellt. Die **Momentengleichung** in Bezug auf den Punkt E liefert aber:

$$S_1 (h - d) = Q l - Q \frac{l}{2};$$

hieraus:

$$\text{XII.} \quad S_1 = \frac{Q}{2} \cdot \frac{l}{h - d} = \frac{Q}{2} \cdot \frac{l}{l \operatorname{tg}\alpha - s \sin\beta}.$$

Schliefslich ergiebt sich die Spannung in der Zugstange EF, und somit auch die in der Zugstange FG, wenn man die vertikalen Componenten aller, im Punkte E angreifenden Kräfte gleich Null setzt; alsdann entsteht:

$$P' \sin\alpha - \frac{1}{10} Q - S' \sin(2\alpha - \beta) = 0;$$

hieraus folgt:

$$\text{XIII.} \quad S' = \left\{\frac{9}{10} Q \cdot \frac{\sin\alpha \cdot \cos\beta}{\sin(\alpha - \beta)} - \frac{4}{5} Q \sin^2\alpha - \frac{1}{10} Q\right\} \frac{1}{\sin(2\alpha - \beta)}.$$

Da nun ferner:

$$S'' = S' - S''',$$

so ist:

$$\text{XIV.} \quad S'' = S' - \frac{1}{7} Q \frac{\cos\alpha}{\sin(\alpha - \beta)}.$$

Der Sparren ist in der bereits angedeuteten Weise für seine Bruchstelle. die im Punkte B liegt, auf zusammengesetzte Festigkeit zu berechnen. —

XII. Es soll zum Schlufs noch eine specielle Angabe folgen, wie die Inanspruchnahme der einzelnen Verbandstücke einer eisernen Dachconstruction auf **graphostatische Weise** ermittelt werden kann.

Jeder Bindersparren, vergl. Fig. 1248, sei auf je $\frac{1}{3}$ seiner Länge durch eine Strebe unterstützt, die gegen seine Längenachse **rechtwinklig** steht; der Neigungswinkel der Dachfläche betrage 30°, der der Zugstange 10°. Bei einer Tiefe des Gebäudes von $12^{m}55$ und einem Binderabstande von $2^{m}5$ soll

ferner die in der Länge eines jeden Sparrens **gleichmäfsig** vertheilte Belastung auf 45 Ctr. angenommen werden. Es ist daher die Reaction gegen den Stützpunkt a des Sparrens

$$R = \frac{13}{15} Q = 39 \text{ Ctr.},$$

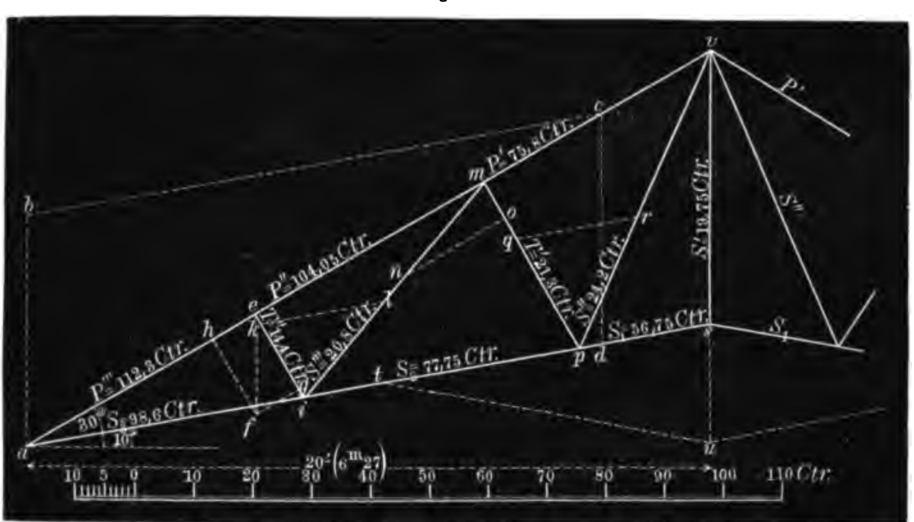
während der auf jeden der Knotenpunkte e und m wirksame Druck

$$\frac{11}{30} Q = 16,5 \text{ Ctr.}$$

beträgt.

Man fertige nun zunächst einen Mafsstab an (im vorliegenden Falle wurden 8 Millim. = 10 Ctr. angenommen), bei welchem die kleinste Theilgröfse einen

Fig. 1248.



Centner repräsentirt. Hierauf trage man im Punkte a, vertikal aufwärts von a nach b, die Reaction $\frac{13}{15} Q = 39$ Ctr. und construire das Parallelogramm der Kräfte $abcd$. Die Länge der Linie $bc = ad$ giebt dann die Spannung S_3 im **Zugstangenstück** ai, und die Diagonale ac die Pressung P''' in dem **unteren** Sparrentheil ae.

Um die **Pressung** T'' in der **ersten Strebe** zu erhalten, setze man den Werth $\frac{11}{30} Q = 16,5$ Ctr. von e nach f auf und construire das Parallelogramm $egfh$. Die Linie eg, mittelst des Mafsstabes in Centner übertragen, stellt dann die Druckspannung T'' dar, ebenso wie die andere Componente eh den **Zuwachs** zu derjenigen Pressung bezeichnet, die aus dem Sparrenstück em in die untere Abtheilung ae übertritt.

Es ist demnach die Pressung P'' durch die **Differenz** $ac - eh$ ausgedrückt.

Die Gröfse der Mittelkraft T'' bedingt den Werth der Zugspannung S'''

in der geneigten Stange *im*. Man trage daher die Länge der Linie *eg*, welche die Druckkraft T'' darstellt, auf die Richtung der Strebe von *i* nach *k*, und construire die Linie *kl*, parallel zur Zugstangenrichtung; wie leicht ersichtlich, ist dann die, in die Richtung der Linie *im* fallende Componente *il* für die Gröfse der Zugspannung S''' mafsgebend.

Es läfst sich ferner leicht erkennen, dafs die Länge der Linie $kl = il$ als Verminderung des Werthes von S_2, verglichen mit dem von S_3, betrachtet werden kann; mit Rücksicht hierauf ist die Zugspannung S_2 durch die Differenz $bc - il$ ausgedrückt.

Zur Beurtheilung der in der Strebe *mp* hervortretenden Pressung T' sind zwei Mittelkräfte in Betracht zu ziehen, nämlich der in dem Punkte *m* wirksame Vertikaldruck $\frac{11}{30} Q = 16{,}5$ Ctr., und die denselben Punkt angreifende Zugkraft S'''. Die durch die erstere Kraft bewirkte Pressung ist ebenso grofs, wie die in der unteren Strebe, also durch die Länge der Linie *eg* dargestellt; die andere Druckkraft, hervorgerufen durch die Zugspannung S''', ergiebt sich leicht dadurch, dafs man den Werth der letzteren, d. h. die Länge der Linie *il*, von *m* nach *n* aufträgt und die Linie *no* parallel zur Sparrenrichtung zeichnet. Das Längenmafs $eg + mo$ ist hiernach der Repräsentant für die Gesammtpressung T' in der Strebe *mp*.

Was die anderen beiden, den Mittelkräften von $\frac{11}{30} Q$ und S''' angehörigen Componenten betrifft, welche in die Richtung des Sparrens fallen, so läfst sich leicht übersehen, dafs diese — verglichen zur Pressung P' — sehr wesentlich zur Vergröfserung der Druckkraft P'' in dem Sparrentheil *em* beitragen. Da also der Werth von P' gleich dem von P'' ist, vermindert um die Summe jener beiden Componenten, so ist die Belastung des obersten Sparrentheils *mv* durch die Differenz der Linien $ac - 2eh - no$ ausgedrückt.

Der durch das Längenmafs *pr* graphisch dargestellte Werth von S'' ergiebt sich dadurch, dafs man die Druckspannung T', gegeben durch die Summe $eg + mo$, von *p* nach *q* überträgt, und von dem letzteren Punkte die Linie *qr* parallel zur Zugstangenrichtung construirt.

Die Spannung S_1 findet sich ferner sehr leicht im Hinblick darauf, dafs der Werth derselben gleich dem von S_2 ist, vermindert um die beiden, aus den Kräften T' und S'' in die Zugstangenrichtung fallenden Componenten; als linearer Ausdruck für S_1 ist daher die Differenz $bc - il - qr$ zu betrachten.

Dieses Längenmafs, in Centner übertragen, setze man beiderseits von dem Punkte *s* auf die Zugstangen bis nach *tt* auf, und vollende das Parallelogramm der Kräfte *stut*; die Mittelkraft *su* giebt dann die Gröfse der Zugspannung S' in der Vertikalen *vs*.

Die in solcher Weise auf dem Wege graphischer Darstellung gefundenen Belastungen sämmtlicher Verbandstücke sind in Fig. 1248 überall hineingeschrieben und durch Centner ausgedrückt worden. —

Uebersichtlicher gestaltet sich die graphostatische Zusammenstellung dadurch, dafs man die den Bindersparren angreifenden äufseren und inneren Kräfte summarisch zu einem Kräfte-Schema vereinigt, wie dies auch in früheren und ähnlichen Fällen bereits geschehen.

Zu diesem Zweck mache man die Vertikale AB, Fig. 1249, gleich $\frac{13}{15}Q = 39$ Ctr. und ziehe von den Endpunkten dieser Linie die zu ae und ai in Fig. 1248 parallelen Linien AC und BC; diese letzteren geben alsdann die Spannungen P''' und S_3.

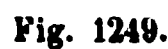
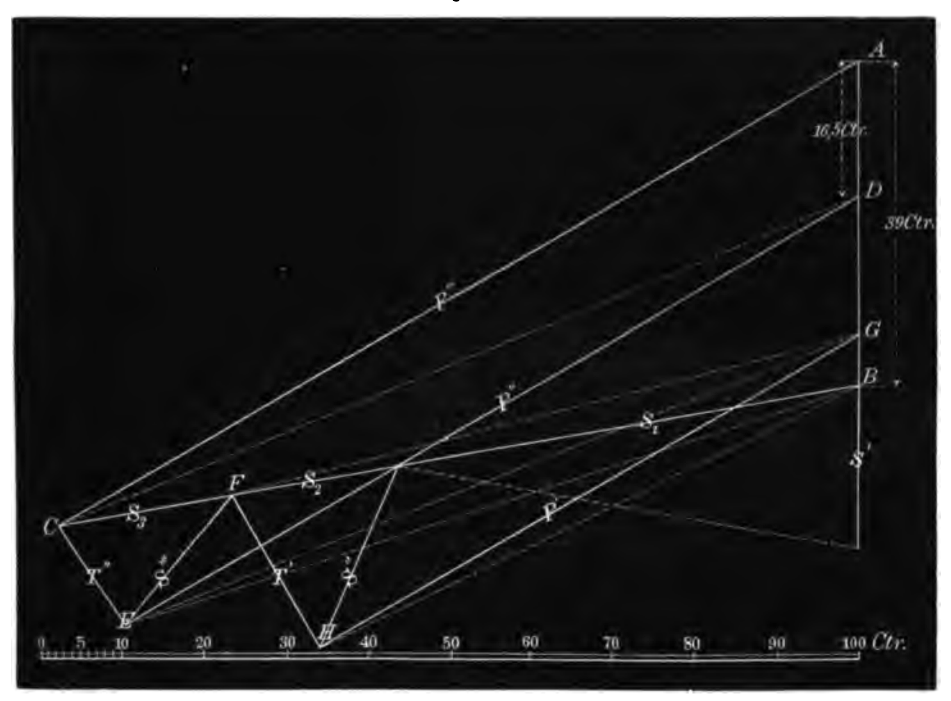


Fig. 1249.



Von den im Punkte e, Fig. 1248, angreifenden vier Kräften vereinige man zunächst die Kräfte P''' und $\frac{11}{30}Q = 16{,}5$ Ctr. zur resultirenden Mittelkraft CD, und zerlege diese wieder parallel zur Sparren- resp. zur Streberichtung in die Seitenkräfte DE und CE; dieselben ergeben dann die Druckspannungen P'' und T''.

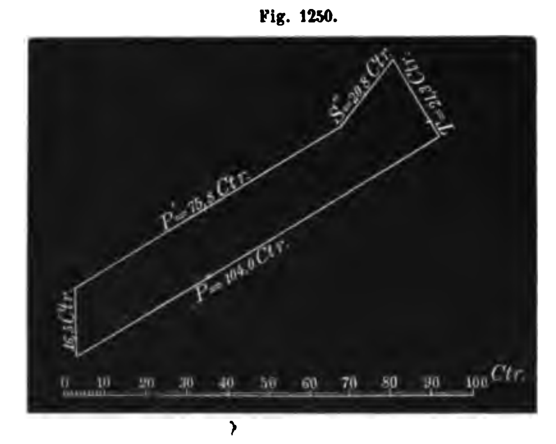
Aehnlich verfahre man im Punkte i. Aus den beiden bekannten Kräften $S_3 = BC$ und $T'' = CE$ construire man zuerst die Mittelkraft BE und zerlege diese, parallel zur Richtung der Zugstange und zu der der ersten geneigten Stange, in die Componenten $BF = S_2$ und $EF = S'''$.

Der Punkt m wird von fünf Kräften angegriffen, von denen drei, nämlich P'', S''' und die äufsere Belastung 16,5 Ctr., als bekannt zu betrachten sind. Man fasse daher P'' und die 16,5 Ctr. zur Mittelkraft EG zusammen, construire aus dieser und aus $S''' = EF$ die Resultirende FG und zerlege die letztere in die Seitenkräfte GH und FH; dieselben repräsentiren dann die Druckspannungen P' und T'.

Eine derartig fortgesetzte Combination, angewendet auf die in den Punkten p und s wirksamen Kräfte, führt schliefslich auf die Werthe der noch fehlenden Spannungen S_1, S' und S''. —

Man versäume im Allgemeinen nicht, das Ergebnifs der graphischen Darstellung einer schliefslichen Controlle zu unterziehen. In welcher Art beispielsweise aus den Richtungslinien der im Punkte m auftretenden Kräfte ein 5-seitiges Polygon sich zusammensetzen läfst, dessen Seiten den Intensitäten jener Kräfte beziehungsweise entsprechen, geht im Anschlufs an das auf den Seiten 314 und 315 hierüber Bemerkte aus Fig. 1250 deutlich hervor. Es kann ein solches, in einem beliebigen Knotenpunkte construirtes Kräfte-Polygon, welches stets eine in sich geschlossene Figur bilden mufs, als ein Beweis für die Richtigkeit der gefundenen Resultate gelten.

Fig. 1250.



Die Ermittelung der in den Einzeltheilen eines Sichelträgers auftretenden Spannungen ist bereits im zweiten Kapitel unter den Parabelträgern speziell dargelegt und soll daher schliefslich noch einmal hierauf hingewiesen werden. —

Sechstes Kapitel.

Construction der eisernen Treppen.

Die Construction eiserner Teppen beschränkte sich früher fast ausschliefslich auf kleinere Anlagen dieser Art, gewöhnlich nur auf Wendeltreppen, da in der That kein Material in demselben Mafse wie das Eisen geeignet ist, bei beschränkter Localität mit möglichst geringem Platzaufwande, und dabei in zierlicher Form, eine Verbindung zwischen übereinander befindlichen Räumen herzustellen. Seitdem indessen bei allen Treppen die absolute Unverbrennbarkeit als Hauptbedingung immer mehr in den Vordergrund trat, finden wir das Gufseisen auch bereits für viele Haupttreppen, und zwar mit um so gröfserem Vortheile verwendet, als inzwischen die Schwierigkeiten in der Construction überwunden sind, und die Technik bei ihrer heutigen, so vorgeschrittenen Ausbildung ebenso solide, wie elegante Treppen in jeder Form und Gröfse auszuführen gestattet. Daher ist es erklärlich, dafs das Eisen auch nach dieser Richtung hin das Holz allmählig zu verdrängen droht, obwohl andererseits die hölzernen Treppen den nicht geringen Vortheil darbieten, dafs sie vermöge der gröfseren Elasticität dieses Materials ein angenehmeres Auf- und Absteigen ermöglichen, und überdies nicht so leicht zum Ausgleiten und zu anderweitigen Calamitäten Veranlassung geben. Wenn nun auch diesem Uebelstande zum Theil dadurch vorgebeugt wird, dafs man die gufseisernen Trittstufen gerippt, genarbt oder in durchbrochener Gestalt in Anwendung bringt, so dürfte es doch sicherlich empfehlenswerther sein, das Angenehme der einen Treppe mit dem Nützlichen der anderen zu verbinden und den Trittstufen aus Sandstein-, Schiefer- oder Marmorplatten, oder, mit Rücksicht auf gröfsere Billigkeit, auch aus Bohlen, den Vorzug einzuräumen. Bei Anwendung der letzteren würde es allerdings die Sicherheit gegen Feuersgefahr gebieten, ihre unteren Flächen mit Eisenblechen zu bekleiden, um sie auf diese Weise gegen die Spitzflamme des Feuers einigermafsen sicher zu stellen.

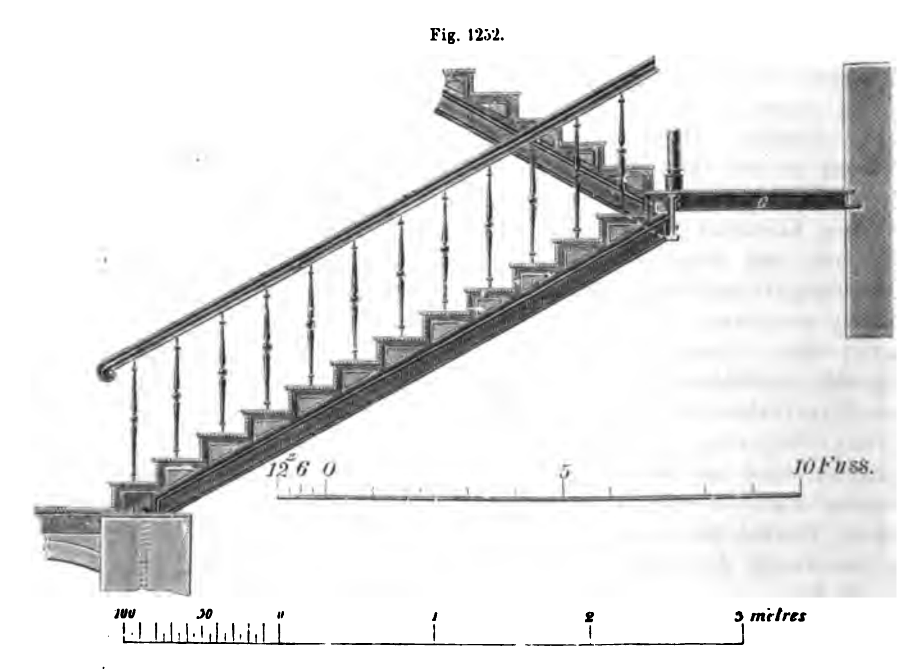
In Nachfolgendem beschäftigen wir uns in der Hauptsache nur mit Treppen aus Gufseisen, da das Schmiedeeisen zu diesem Zweck viel seltener, und gewöhnlich nur dann verwendet wird, wenn das Nichtvorhandensein von Eisengiefsereien auf das Fabrikat einer Schlosserwerkstatt zu recurriren nöthigt, wo die modernen Söhne Vulcan's — *magna vi brachia tollunt.* Ueberdies stehen die Treppen aus Schmiedeeisen, wenn sie auch sonst sehr dauerhaft und solide sind, hinsichtlich der Eleganz ihrer äufseren Erscheinung den gufseisernen Treppen nicht unbedeutend nach.

Was die Construction der letzteren anbetrifft, so wird diese nicht allein durch ihre Form, sondern auch wesentlich durch die Frage bedingt, ob dieselben als unterstützt, oder als freitragend zur Ausführung kommen sollen; erhebliche Schwierigkeiten bieten sich in beiden Fällen nicht dar.

Fig. 1251.

In Fig. 1251 ist der Grundrifs einer einfach gebrochenen unterstützten Treppe dargestellt; es läfst dieselbe in ihrer Construction die Reminiscenzen einer hölzernen aufgesattelten Treppe erkennen, indem in beiden Fällen die Trittstufen von Wangen getragen werden, denen an ihrem oberen und unteren Ende ein fester Stützpunkt zu geben ist; zur Aufnahme der Tritt- und Setzstufen werden sie mit stufenweisen Aufsattelungen versehen, wie dieses aus dem, nach der Linie *mn* gelegten Vertikaldurchschnitt, Fig. 1252, hervorgeht. Die zur Steigungslinie lothrecht gemessene Höhe der

Fig. 1252.



Wangen beträgt durchschnittlich 15 bis 20 Centim., die Stärke derselben 1,5 bis 2 Centim. Um ihnen ein leichteres und gefälligeres Ansehen zu verleihen, pflegt man ihre oberen und unteren Ränder durch profilirte Glieder auszuzeichnen, die den mittleren Theil friesartig umschliefsen und sich auch um die, an die Wangen voll oder durchbrochen angegossenen Aufsattelungen fortsetzen.

In welcher Weise das **Fufsende der Wange** mit dem Mauerwerk befestigt wird, ist aus der Detailzeichnung, Fig. 1253, ersichtlich. Dieselbe setzt nämlich mit einer breiten angegossenen **Bodenplatte** auf das, in Cement ausgeführte Grundmauerwerk auf, und wird mit diesem durch **Anker** und **Splint** befestigt; die Anker werden möglichst tief vermauert und oberhalb der Platte verschraubt. Fig. 1254 zeigt die Oberansicht dieser Verbindung mit den zur Aussteifung des Wangenfufses erforderlichen Seitenrippen *r r*.

Fig. 1253.

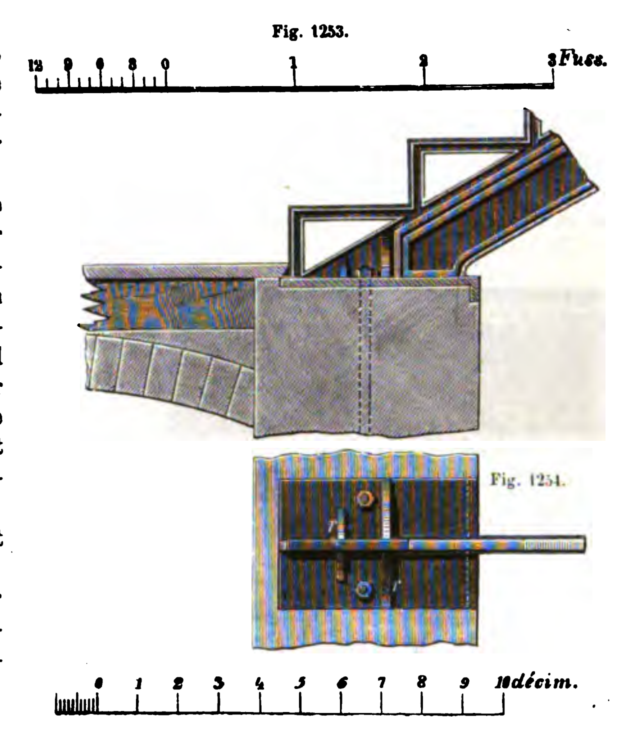
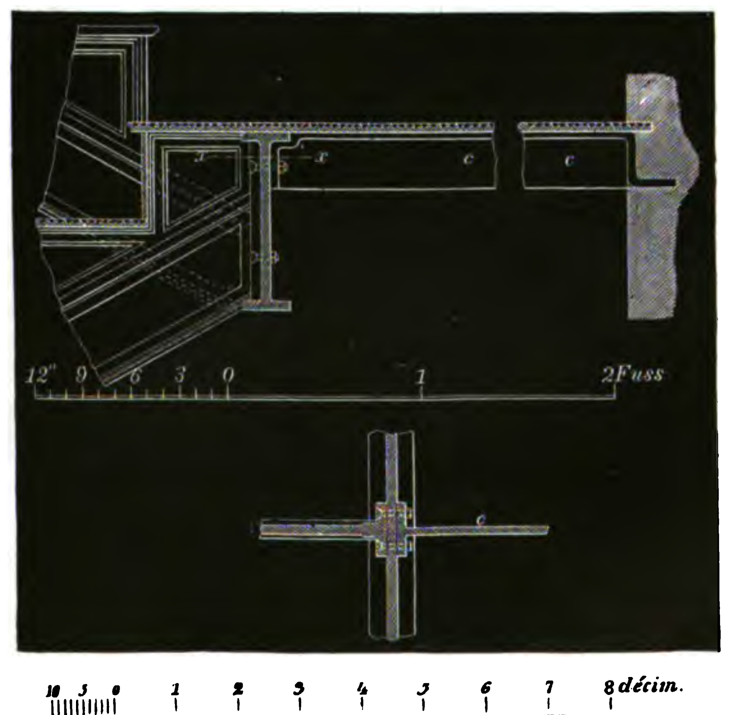
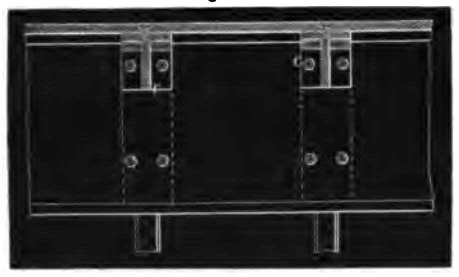


Fig. 1255 und 1256.



Ganz analog geschieht auch die Befestigung der Wange an dem Podestbalken *ab*, Fig. 1251. Es wird zu diesem Zweck das obere Ende der Wange häufig mit einer vertikalen Kopfplatte versehen, vergl. Fig. 1255, und mittelst 4 Bolzen an den letzteren befestigt. Die Querschnittsdimensionen dieses Podestbalkens, eines der wesentlichsten Constructionstheile einer solchen Treppe, sind dabei mindestens ebenso stark zu nehmen, wie die der Wange. Die Form desselben ist in der Regel einfach oder doppelt T-förmig, seltener im Querschnitt rechteckig, ebenso wie auch die, der Wange gegenüber anzuordnenden, schwächeren Querbalken *cc*..., welche zur Befestigung der Podestplatten dienen, gewöhnlich in der einfachen T-Gestalt, mit nach oben gerichteter horizontaler Flansche zur Anwendung kommen.

Fig. 1257.



Um die auf dem Balken *ab* ruhende Last an beiden Enden desselben auf eine gröfsere Fläche zu vertheilen, ist hier eine Verbreiterung der unteren Flansche, resp. eine besondere Auflagerplatte angemessen, während die kürzeren Querriegel mittelst einer angegossenen Fufsplatte ein sicheres Auflager erhalten.

Fig. 1256 stellt einen, nach der Linie *xx* der Fig. 1255 gelegten Horizontalschnitt, und Fig. 1257 einen Vertikaldurchschnitt nach der Linie *yy* der Fig. 1251 dar. Die Verbindung der einzelnen Theile untereinander geht hieraus so klar hervor, dafs dieselbe keiner näheren Erklärung bedarf; es wäre nur noch zu bemerken, dafs die Befestigung der 1,3 Centim. starken, hier gerippt gedachten, gufseisernen Podestplatten durch Schrauben mit versenkten

Fig. 1258.

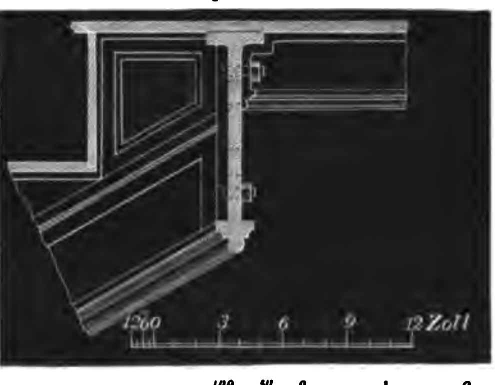
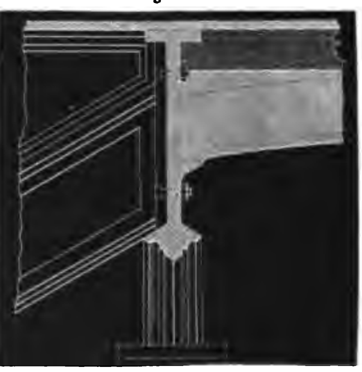


Fig. 1259.



100 50 0 1 2 3 4 décim.

Köpfen erfolgt, die in die eingeschnittenen Gewinde der T-förmigen Querbalken eingreifen. Früher erhielten auch wohl diese Schrauben, um sie mittelst des Schlüssels bequemer umdrehen zu können, statt des üblichen Einschnittes im Kopfe, einen oberhalb desselben ca. 0,5 Centim. vortretenden würfelartigen Ansatz, der nach dem Festsitzen der Schrauben wieder fortgenommen wurde.

Eine gute und namentlich dann sehr vortheilhafte Verbindung der Wange

mit dem Podestbalken, wenn die untere Horizontalrippe des letzteren fehlt, besteht nach dem Vorbilde der Holzconstruction darin, dafs man die Wange mittelst zweier, an ihrer Anschlufsplatte angegossener Zapfen in die Vertikalrippe des Balkens eingreifen läfst, wodurch ein fester Stützpunkt für dieselbe gewonnen wird, vergl. Fig. 1258; auch kann man statt jener, an der Wange und den Querbalken befindlichen Platte, zum Zweck ihrer gegenseitigen Befestigung, von Winkeleisen Gebrauch machen.

Wird ein gewölbtes Podest zur Bedingung gemacht, so läfst sich dieses am einfachsten durch eine flach einzuspannende, ½ oder auch nur ¼ Stein starke Kappe herstellen, die theils in der hinlänglich starken Aufsenmauer des Treppenarmes, theils an der Vertikalrippe des Podestbalkens über einem angegossenen Rande ihr Widerlager findet. Diese Anordnung zeigt Fig. 1259 im Durchschnitt, wobei der gufseiserne Träger in gekrümmter Form, und über dem Gewölbe ein Schwellenlager aus schwachen hölzernen Leisten zur Befestigung der Podestplatten gedacht ist. Es dürfte jedoch zweckmäfsiger sein, in diesem Falle einem doppelt T-förmigen Balken den Vorzug zu geben und die untere horizontale Rippe desselben als Widerlager für das Gewölbe zu benutzen. Auf eine sorgsame Einmauerung der beiden Trägerenden ist hierbei besonders Rücksicht zu nehmen.

Fig. 1260.

Ueberschreitet die Breite eines Treppenarmes das lichte Mafs von 1^m25 bis 1^m50, so sind zur weiteren Unterstützung der gewöhnlich nur 1 bis 1,4 Centim. starken Auftrittsplatten noch Zwischenwangen *nn*, Fig. 1260, erforderlich, wodurch sich dann von selbst die Nothwendigkeit ergiebt, auch die Anzahl der kleinen Querträger des Podestes in der Weise zu vergröfsern, dafs, correspondirend einer jeden Wange in ihrem Anschlufs an den Podestbalken, ein neuer Querträger hinzutritt. Es wird demnach auch hier der, von den Wangen ausgeübte Horizontalschub in ihrem oberen Theile auf die Aufsenmauer übertragen, deren Stärke dieser Inanspruchnahme genügen mufs. Da in diesem Falle auch das Podest voraussichtlich eine gröfsere Breite erhält, so werden an die Querbalken die kleinen gufseisernen Leisten *ll*... angeschraubt, so dafs sich dadurch für die Podestplatten eine ausreichende Unterstützung ergiebt.

Fig. 1261.

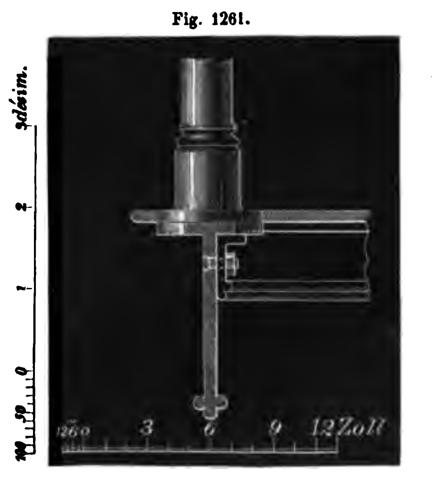


Fig. 1262 und 1263.



Fig. 1264.

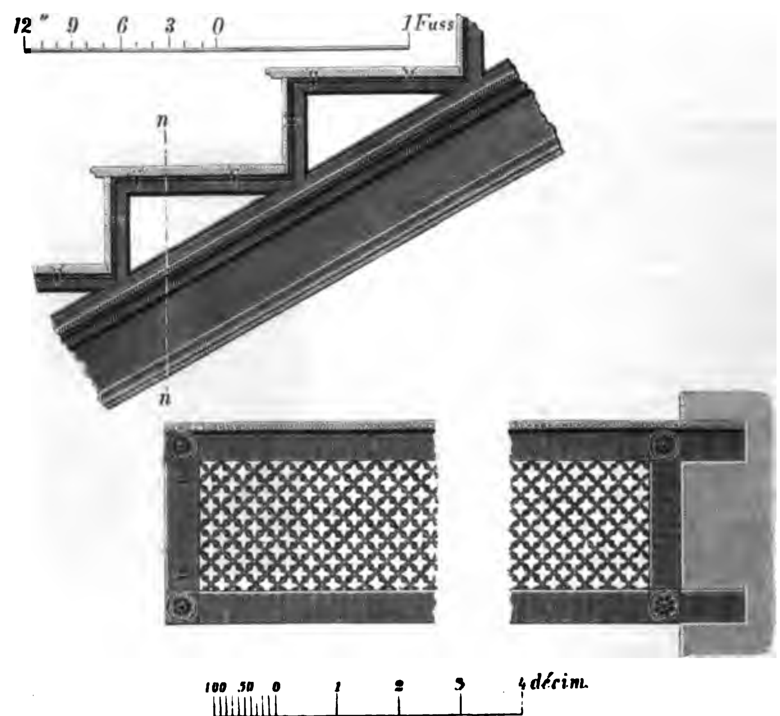


Die Aufstellung und Befestigung der hohlen gufseisernen Spindel erfolgt am geeignetsten zwischen beiden Wangen mitten auf der Horizontalrippe eines T-förmigen Balkens; zu diesem Zweck werden an jener Stelle die Podestplatten ausgeschnitten, damit die an der Spindel angegossene Fufsplatte direct mit dem Balken verbolzt werden kann, vergl. Fig. 1261.

Noch fester wird diese Verbindung, wenn der T-förmige Podestbalken so gelegt ist, dafs die horizontale Flansche sich unten befindet; in diesem Falle durchbricht nämlich der Fufs der Spindel die Podestplatten, indem er von diesen fest umklammert wird, während die Verbolzung wie vorhin erfolgt. Aus den Figuren 1262 und 1263 ist diese Verbindung im Durchschnitt und Grundrifs ersichtlich; es ist dabei selbstverständlich, dafs der Fufs der Spindel in der Höhe der Vertikalrippe des Trägers ausgeschlitzt werden mufs, Fig. 1264, damit beide Horizontalplatten in unmittelbare Berührung treten.

In Fig. 1265 ist ein Stück der Seitenansicht

Fig. 1265 und 1266.



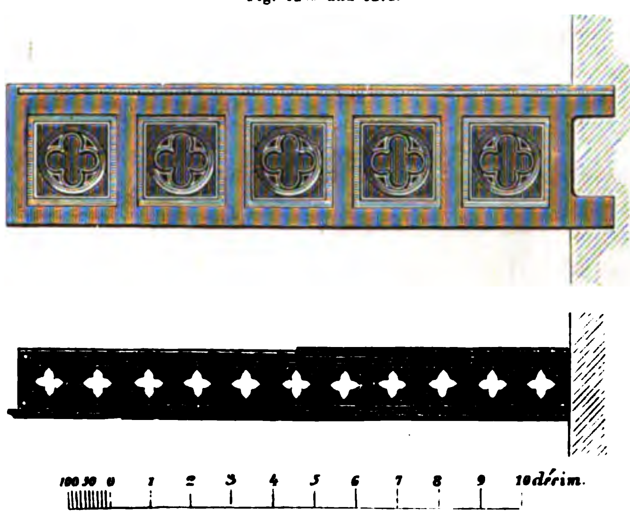
der Wange mit den zugehörigen Setz- und Trittstufen im Detail dargestellt. Die Setzstufen werden, voll oder durchbrochen, in einer Stärke von 0,6 bis 1 Centim. gegossen und an ihrem unteren Rande häufig mit einem Falz versehen, dessen Höhe der Stärke der Trittstufe entspricht. Die Befestigung derselben geschieht an beiden Enden mittelst zweier Schrauben mit versenkten Köpfen, welche hier durch die Stirn der Aufsattelung durchgreifen, weshalb diese an den betreffenden Stellen mit eingebohrten Gewinden versehen sein mufs; ganz ebenso läfst sich auch die Verbindung der Trittstufen mit dem horizontalen Theil der Aufsattelungen bewirken.

Fig. 1267 und 1268.

Zuweilen findet man beide Stufen in einem Stück gegossen, doch dürfte es aus Gründen einer leichteren Aufstellung der Treppe vorzuziehen sein, dieselben getrennt aus zwei verschiedenen Theilen herzustellen.

Am anderen Ende greifen die Trittstufen mit zwei ca. 10 Centim. langen Lappen, ohne weitere Befestigung, in die Umfassungsmauer der Treppe ein,

Fig. 1269 und 1270.



wie dies aus der in Fig. 1266 skizzirten Aufsicht auf diese Stufe, wobei zugleich die Setzstufen im Durchschnitt erscheinen, klar hervorgeht. Zuweilen bleibt auch wohl die Wange an dieser Seite fort, und man begnügt sich dann, den Auftrittsplatten dort nur mittelst jener Lappen einen Stützpunkt zu geben; doch sollten bei allen solideren Treppen die Wangen niemals auch neben den

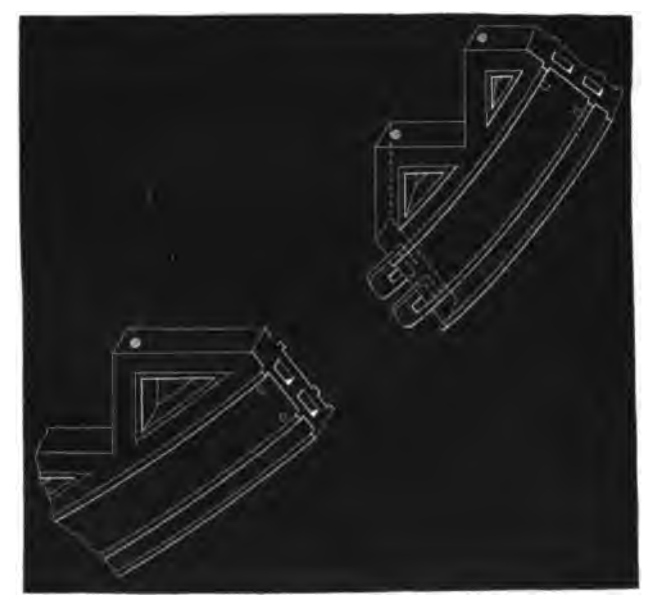
Umfassungsmauern fehlen. Wird die Trittstufe, zum Vortheil gröfserer Leichtigkeit, und um einem etwaigen Ausgleiten vorzubeugen, durchbrochen angenommen, so sind die einzelnen Ornamente in ihrer Form nicht zu fein zu gliedern, damit sie beim Transport schwerer Gegenstände keine Beschädigung erleiden.

Eine sehr häufig vorkommende Verbindungsweise der Tritt- und Setzstufen besteht darin, dafs man an beide, genau correspondirend, halbkreisförmige Lappen angiefst, vergl. den Grundrifs, Fig. 1267, so dafs diese übereinander liegen, und eine directe Verbolzung der Stufen gestatten; auch sind bei der Futterstufe, statt der Lappen, angegossene Hülsen, Fig. 1268, zulässig, welche in ihrer Durchbohrung die zur Befestigung nothwendigen Schrauben aufnehmen.

Endlich wäre noch eine andere Verbindung dieser Stufen zu erwähnen, wonach die Auftritte durchlaufende Nuthe enthalten, in welche die Setzstufen genau passend eingreifen, wie dies aus den Figuren 1269 und 1270 hervorgeht. In letzterer Figur sind auch die kleinen Oeffnungen für die Schrauben sichtbar, welche zur Befestigung der Setzstufen an der Stirn der dreieckigen Wangenaufsätze dienen. Gröfserer Eleganz wegen werden die Aufsattelungen vielfach mit durchbrochenen Ornamenten versehen; auch können diese aus Zinkgufs gefertigt und besonders angeschraubt werden.



Fig. 1271. Fig. 1272.



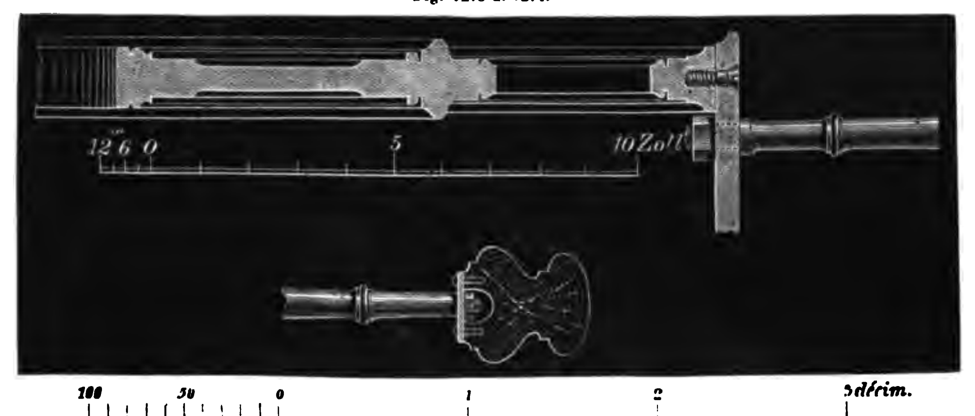
Der Gufs der Wange erfolgt in der Regel in einem Stück, nur bei gewundenen Treppen, bei denen dieselbe eine geschwungene Form erhält, ist es nothwendig, sie aus mehreren Stücken zusammenzusetzen; so zeigen beispielsweise die Figuren 1271 und 1272, in welcher Weise 2 derartige Wangenstücke bei einer eisernen Treppe in der Königl. Kunst-Akademie zu Berlin mittelst angegossener Zapfen verbunden sind; wie ersichtlich, sind die Aufsattelungen hier ebenfalls durchbrochen.

Um die allgemeinen Profilverhältnisse der Wange zu veranschaulichen, haben wir in Fig. 1273 einen nach der Linie *nn*, Fig. 1265, gedachten Vertikaldurchschnitt im Detail dargestellt; es ist zugleich daraus zu ersehen, wie das Fufsende der gufseisernen Traille die Auftrittsplatte durchdringt und unterhalb derselben verschraubt wird, während diese, wie bereits oben bemerkt, durch Kopfschrauben auf den Aufsattelungen ihre Befestigung findet.

Ganz ähnlich erfolgt auch die Verbindung der Traillen mit dem

hölzernen Handgriff, zu welchem Zweck eine, in ganzer Länge des Treppenarmes durchlaufende Flachschiene in Anwendung kommt. Um die hier aufgesetzten Schraubenköpfe zu verdecken, versieht man die Unterfläche des, aus Mahagoni- oder Eichenholz bestehenden Handgriffes an der betreffenden Stelle mit kleinen Ausschnitten, vergl. Fig. 1274, und befestigt denselben

Fig. 1273 u. 1274.



mittelst eiserner Stifte, welche, durch die Schiene durchgreifend, unten in den Handgriff eingelassen werden.

Eine unbedeutende Abweichung in der Befestigung des Traillenfufses mit der Trittstufe ist in Fig. 1275 angedeutet; dieselbe besteht einfach darin, dafs man in den verstärkten Fufs der Traille Gewinde einbohrt, in welche eine Schraube 4 bis 5 Centim. tief eingreift.

Fig. 1275.

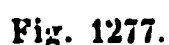
Am zweckmäfsigsten und billigsten dürfte es jedoch sein, die Traille durch die Trittplatte in den vollen Theil der Aufsattelung einzuschrauben, vergl. Fig. 1276; denn abgesehen davon, dafs die Treppe in diesem

Fig. 1276.

Falle an nutzbarer Breite etwas gewinnt, fallen auch zugleich die in Fig. 1273 erforderlichen, versenkt eingesetzten Schrauben fort. Die Befestigung des Handgriffes ist dieselbe, wie eben erläutert.

Nach diesen vorangeschickten Details allgemeinster Beziehung lassen wir zunächst die Construction einer zweiarmigen Treppe folgen, welche in der Eisengiefserei von Borsig in Berlin ausgeführt und in den von Strack und Hitzig herausgegebenen Tafeln, den inneren Ausbau von Wohnge-

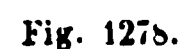
bäuden betreffend, speciell dargestellt ist. Die Treppe liegt in einem 3m138 breiten und 6m276 langen Raum und gehört ihrer constructiven Anordnung nach in die soeben besprochene Kategorie, indem die durchbrochenen Setz- und Trittstufen sich mit den dreieckigen Aufsattelungen einer vollen Wange verbinden, mit der sie theils durch Schrauben, theils direkt durch die Geländerstäbe befestigt sind. Da auf dem oberen Podest Doppelthüren nach den anstofsenden Räumen führen, so wurde hierdurch eine gröfsere Breite desselben bedingt, was zugleich, wie aus dem Grundrifs, Fig. 1277, ersichtlich, eine ungleiche Länge der beiden aufsteigenden Treppenarme zur Folge hatte.

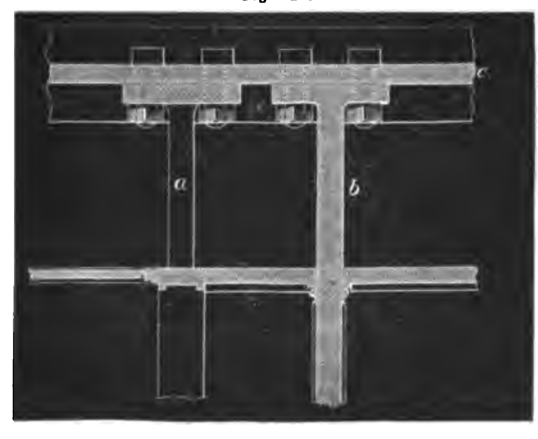

Fig. 1277.



Die Hauptverbindungen erklären sich aus den nachfolgend beigefügten Detailzeichnungen. Hiervon geben die Figuren 1278 und 1279 den Anschlufs der Wangen *a* und *b* an das Mittelpodest, woraus zu ersehen, dafs beide sich an den unsymmetrisch doppelt T-förmigen Balken *c* anlegen, mit dessen Vertikalrippe sie mittelst angegossener Endplatten verschraubt sind.

Das Detail des Treppenaustritts geht aus Fig. 1280 in Verbindung mit den Figuren 1281 bis 1283 hervor, und ist der gröfseren Deutlichkeit wegen in Fig. 1284 noch die Grundrifsanordnung sämmtlicher Träger des oberen Podestes hinzugefügt worden. Als Hauptconstructionstheil ist hier ein, im Querschnitt rechteckig gestalteter, 34 Centim. hoher, 2,5 Centim. starker Balken *d* zu betrachten, mit dem sich in der Mitte desselben ein ebenso starker Träger *e* verbindet. Den Podestbalken in dieser verhältnifsmäfsig schwachen, rechteckigen Querschnittsform zu verlegen, konnte hier um so weniger Bedenken verursachen, als derselbe durch einen aufsteigenden Treppenlauf nicht weiter belastet wird; für alle Zwischenpodeste, bei denen diese

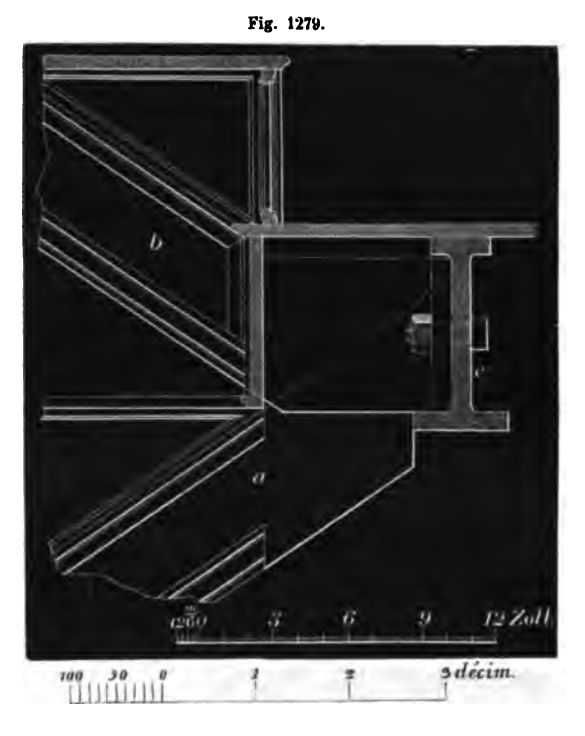

Fig. 1278.



Voraussetzung nicht zutrifft, wäre jedoch eine T-förmige Profilform entschieden vorzuziehen.

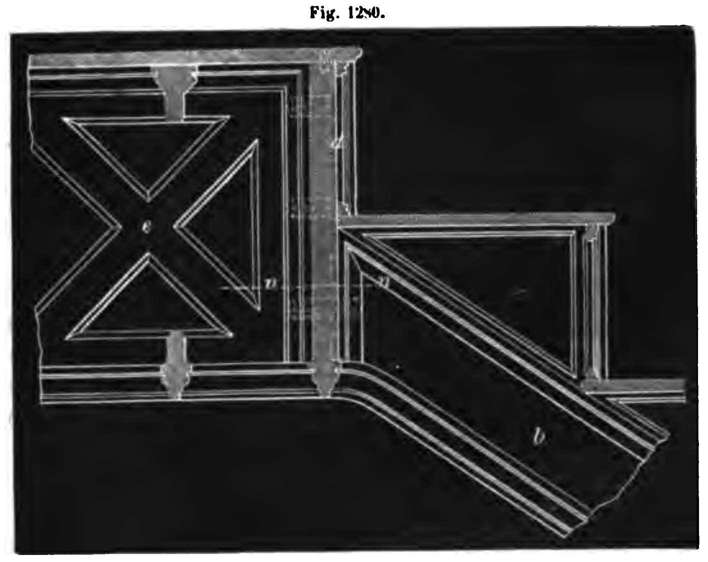
Zur weiteren Unterstützung der Auflagerplatten wurden, mit den letzteren parallel, die schwächeren Träger *ff*... angeordnet, gegen welche die kleinen, profilirt gegossenen Leisten *g* stofsen. Auf dieses Gerippe sind die 1,3 Centim. starken Eisenplatten aufgelegt und aufgeschraubt, wie sich dieses aus den Figuren 1282 und 1283, erstere im Durchschnitt durch die Leiste, letztere durch den Balken *f*, deutlich erkennen läfst.

Fig. 1279.



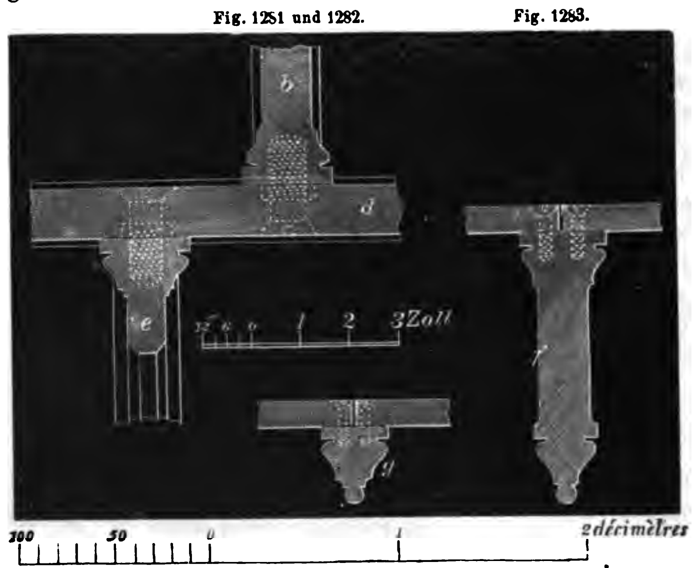
Der nach der Linie *nn*, Fig. 1280, gelegte Horizontalschnitt, Fig. 1281, zeigt ferner, wie sowohl an die Wange *b*, als auch an den Träger *e*, Federn angegossen sind, welche in correspondirende Nuthen des Hauptpodestbalkens *d* eingreifen; aufserdem wurden diese Theile noch durch Schrauben mit versenkten Köpfen in ihrer festen Verbindung gesichert; ähnliche Schrauben sind auch zur Befestigung der Trittstufen verwendet, indem solche theils von oben, theils von unten in die Setzstufen eingelassen wurden, vergl. Fig. 1285. Diese Figur

Fig. 1280.



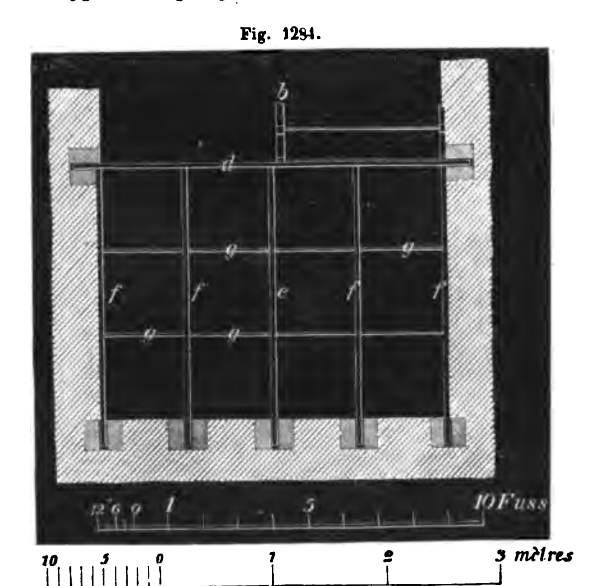
zeigt zugleich das Profil der Wange mit dem aus Zink gegossenen Ornament, welches in der durchbrochenen Füllung der Aufsattelung durch kleine Stifte seine Befestigung erhielt.

Fig. 1281 und 1282. Fig. 1283.



In Fig. 1286 ist endlich ein Stück des, durch den zweiten aufsteigenden Treppenarm gelegten Längendurchschnitts dargestellt.

Fig. 1284.

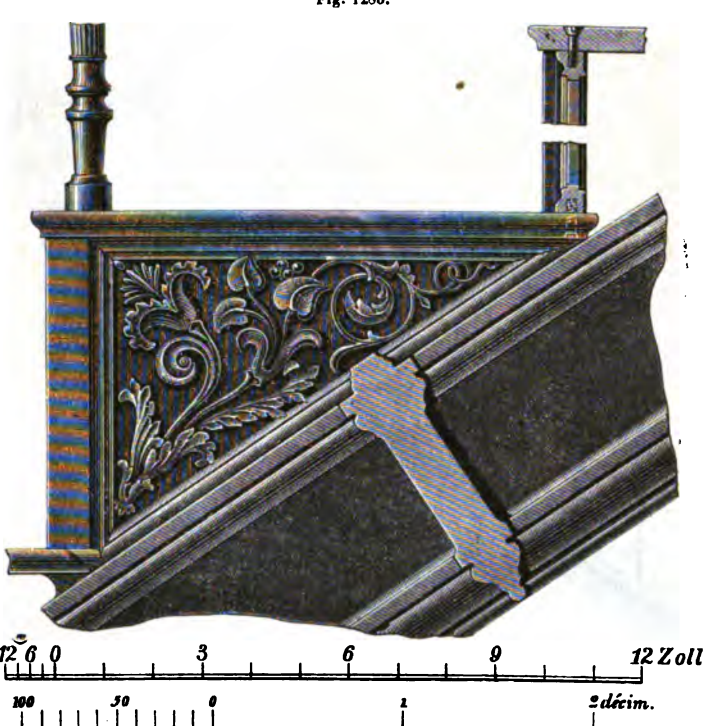


In gleicher Weise, wie dies bei gemauerten Treppen geschieht, findet man auch bei Treppen aus Eisen die Trittstufe aus 5 bis 6 Centim. starken Bohlen gebildet, die auf die Aufsattelungen der Wange mittelst Schrauben befestigt werden; in solchen Fällen jedoch, wo diese mit Rücksicht auf Feuersgefahr bedenklich erscheinen, und wo auch die eisernen Trittplatten in Folge ihres allmähligen Glattwerdens, und des daraus hervorgehenden gefahrvollen Auf- und Absteigens nicht zur Verwendung kommen sollen, kann man sich mit Vortheil der Tritt- und Setzstufen aus Schiefer bedienen, wie dies bei mehreren in Berlin ausgeführten Treppen geschehen ist. Aus der in der Romberg'schen Zeitschrift, Jahrgang 1855, befindlichen und von Becker mitgetheilten Beschreibung einer solchen Treppe entlehnen wir Folgendes:

Jede Stufe des ca. $1^{m}25$ breiten Treppenarmes hat eine Steigung von 17,5

Centim. und einen Auftritt von 23,5 Centim.; da die Trittstufe jedoch über die nächst untere Setzstufe noch um 5,2 Centim. vorspringt, so beträgt die ganze Breite eines Auftritts 28,7 Centim. Zur Herstellung des Podestes wurde, nach Fig. 1288 im Grundrifs, ein schmiedeeiserner Balken *ab* von 10 Centim. Höhe und 1,3 Centim. Stärke verlegt, der an beiden Auflagerenden noch durch consolartig ausgebildete eiserne Streben eine, Unterstützung erhielt. Die zum Podest verwendeten Schieferplatten ruhen auf einem Kreuz von Trägern *c*

Fig. 1285.



und *d* in Winkelform, wie dies aus Fig. 1289 und der Unteransicht des Podestes, Fig. 1287, hervorgeht. Gegen den Podestbalken *ab* stützen sich die Wangenschienen *e* und *f*, indem sie an diesen mittelst der Winkel *gg*... angenietet sind; ihre Querschnittsdimensionen sind ganz dieselben, wie die jenes Balkens.

Um den, aus 3,9 Centim. starken Schieferplatten bestehenden Trittstufen ein festes Auflager zu verschaffen, wurden mit Hülfe der stumpf sich aufeinander setzenden Flachschienen *h* und *i*, vergl. den Durchschnitt, Fig. 1290, fortlaufende Aufsattelungen gebildet, welche gleichzeitig dazu dienten, auch die 1,3 Centim. starken schiefernen Futterstufen in einer unverrückbaren Stellung zu erhalten; mit den unteren Trittstufen sind die letzteren durch einen 1,6 Centim. tiefen Falz verbunden. —

Die eisernen Geländerstäbe sind durch die Schieferplatten des Auftritts durchgebohrt, und erhalten unterhalb derselben dadurch ihre Befestigung, dafs sich an die Flachschienen *h* und *i* die Winkellaschen *kk* anschliefsen, mit deren horizontalem Schenkel das Fufsende jener Stäbe verschraubt wurde.

Sämmtliches Eisenwerk dieser Treppe, mit 50 Stufen und 5 Podesten, von 1m57 Breite und 2m51 Länge, wog 1681½ ℔. und ist das ℔. mit 4 Sgr. bezahlt

Fig. 1286.

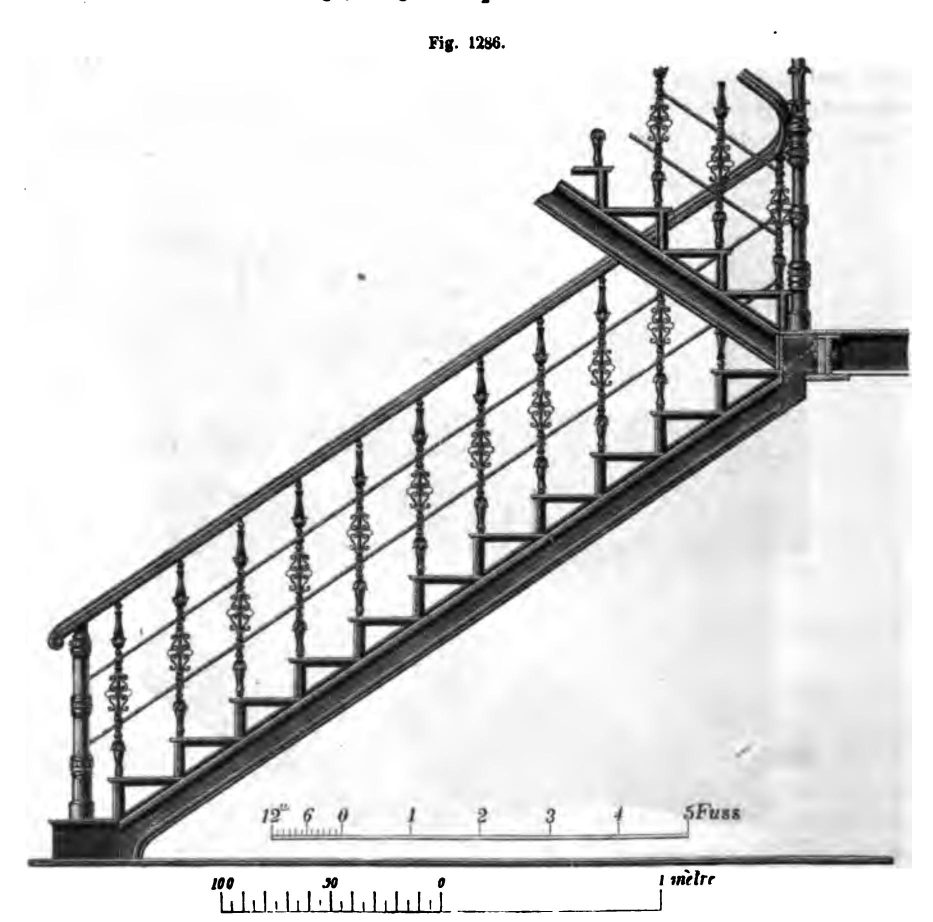
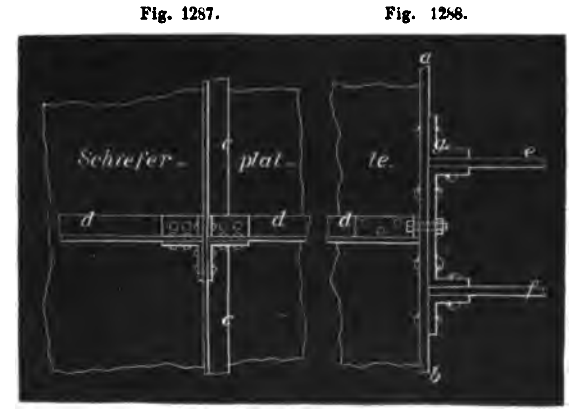


Fig. 1287. Fig. 1288.



worden, so dafs die Schlosserarbeit 224 Thlr. 6 Sgr. betragen hat; der □Meter der 3,9 Centim. starken Schieferplatten für die Podeste und Trittstufen kostete 7,6 Thlr., der □Meter der 1,3 Centim. starken Setzstufen 3,38 Thlr. Der laufende Meter Handgriff von Eichenholz wurde mit 1,6 Thlr. bezahlt. —

Das in Paris allgemein übliche Verfahren, die Zwischendecken aus T-Eisen mit einer durch Längs- und Querstäbe unterstützten Gipsfüllung zu construiren, hat dort bereits

für massive, feuersichere Treppen eine erweiterte Anwendung gefunden. Wir geben daher nachfolgend die Details einer, im Wesentlichsten aus **Gips**

Fig. 1289.

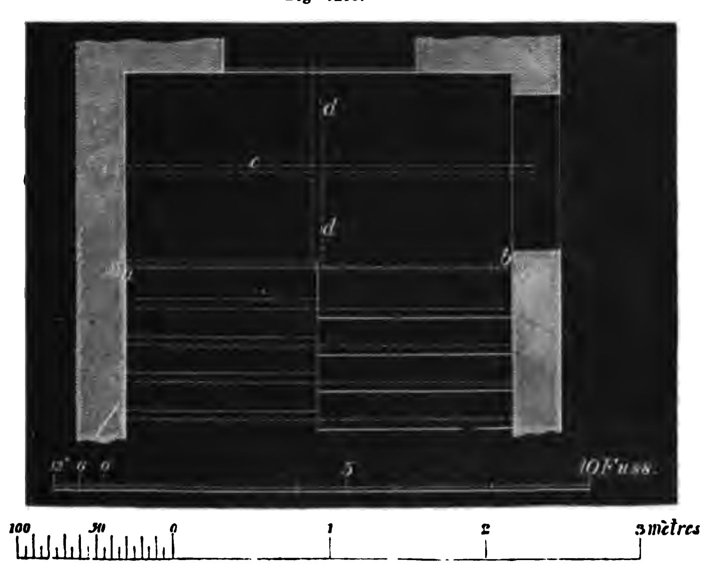
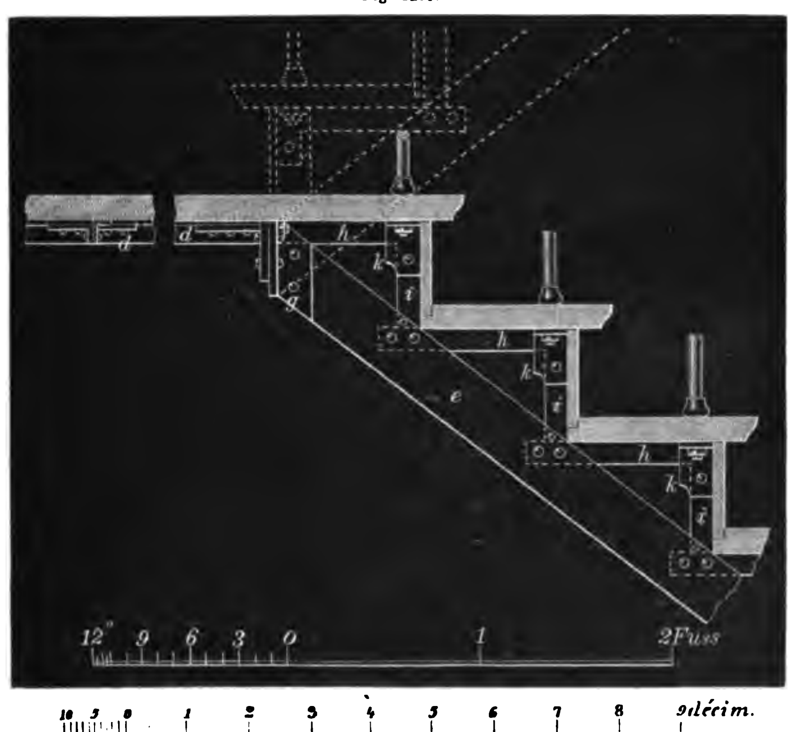


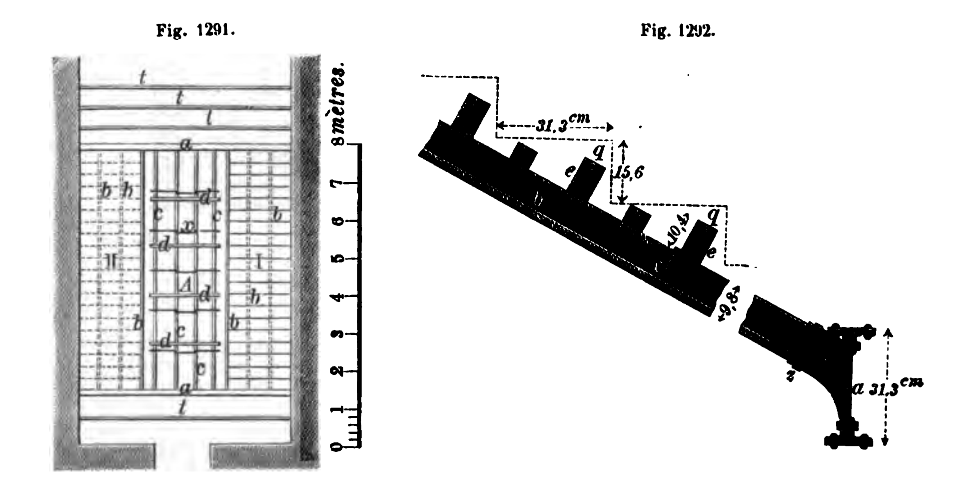
Fig. 1290.



und Eisen construirten Treppe, wie sie bei dem neuen Gebäude der großsen Oper in Paris zur Ausführung gekommen ist.

In der in Fig 1291 dargestellten Grundrifs-Anordnung bezeichnet I den ersten, und II den zweiten aufsteigenden Treppenarm: jeder Arm, der — je nach der Höhe der Etage — 21 bis 23 Stufen enthält, führt für sich allein nach dem nächst höheren Raum; die einzelnen, vor und hinter der Treppe liegenden Theile desselben communiciren untereinander durch die Zwischenpassage *A*. Wie bei allen Zwischendecken, so wurden auch hier die hölzernen Etagenbalken durch die, in Entfernung von 54,9 Centim. verlegten T-Eisen *tt*... ersetzt, welche durch die bekannten »Entretoisen« untereinander verbunden sind; nur diejenigen beiden, mit *aa* bezeichneten Träger, die am An- und Austritt eines Treppenarmes liegen, wurden als Blechträger von je 31 Centim. Höhe construirt.

Fig. 1291. Fig. 1292.



Was die Construction der Treppe anbetrifft, so besteht jeder Lauf aus drei, nach dem Neigungswinkel desselben parallel verlegten T-Eisen *bb*..., auf deren Querschnittsform bereits im zweiten Kapitel unter Fig. 251 hingewiesen wurde. Diese Träger stützen sich, wie zum Theil aus dem Längendurchschnitt der Treppe, Fig. 1292, ersichtlich, mit ihrem Kopf- und Fufsende gegen die vertikale Wand der eben erwähnten Blechträger *aa*, wo sie zu diesem Zweck in die gufseisernen Schuhe *ss*... eingreifen; an drei Seiten geschlossen, oben aber offen, nehmen dieselben die Trägerenden ohne weitere Befestigung in sich auf. Ein um die Seitenwände des Schuhes herumgelegtes Band *z*, unterhalb dessen ein Splintbolzen durchgreift, erhält diese Wände mit dem genau dazwischen passenden T-Träger in einem festen Anschlufs. Die Befestigung des Schuhes erfolgte mittelst einer angegossenen Vertikalplatte von 33,9 Centim. Breite, zu deren Verbindung mit den Gurtungen des Blechträgers vier Bolzen dienen.

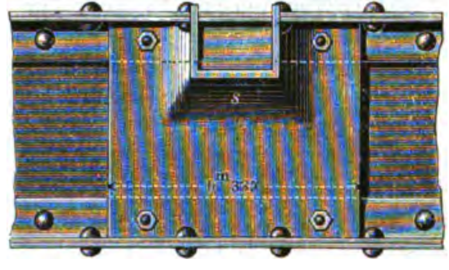
Fig. 1293 zeigt einen Durchschnitt durch den Schuh mit dem eingelegten T-Eisen, und Fig. 1294 eine Vorderansicht desselben.

Um der aus Gips ausgeführten Stufen-Aufmauerung, auf der die Marmorstufen lagern, eine ausreichende Unterstützung zu verschaffen, wurden auf die obere Flansche der Träger, in lichten Entfernungen von 12,3 Centim.,

die Winkel *ee*... aufgenietet, deren vertikale Schenkel quadratische Einschnitte zur Aufnahme der parallel durchgreifenden Querstäbe *qq*... enthalten. Diese Winkel alterniren mit gröfserer und kleinerer Schenkellänge; normal zur Steigungslinie der Treppe gemessen, beträgt die Schenkellänge des gröfseren Formats 10,4 und die des kleineren Formats etwa 5,2 Centim. Der Abstand zweier von den gröfseren Winkeln entspricht der Breite eines Auftritts von 31 Centim., während die Steigungshöhe auf 15,6 Centim. festgesetzt wurde. Zur weiteren Unterstützung der aufgemauerten Stufen dienen die Entretoisen *xx*...; dieselben sind, wie dies gewöhnlich geschieht, ohne weitere Befestigung auf die Hauptträger *bb* aufgehängt, indem sie im vorliegenden Falle, bedingt durch ihre schräge Lage, an den Winkeln *e* einen Stützpunkt finden; über ihre horizontalen Schenkel greifen die, mit Kupferdraht befestigten, kleinen Quadratstäbe *yy* fort. An denjenigen Stellen, wo die Entretoisen gegen die Umfassungsmauer des Treppenraumes stofsen, sind dieselben, ebenso wie die kleinen Quadratstäbe *qq*.., etwa 10 Centim. tief in das Mauerwerk eingestemmt und hier vergipst; an der entgegengesetzten Seite treten sie noch in einer Länge von 15,7 Centim. in den Treppenraum hinein, und unterstützen auch hier einen durchlaufend angeordneten Längsstab, so dafs sich hierdurch

Fig. 1293.

Fig. 1294.



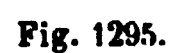
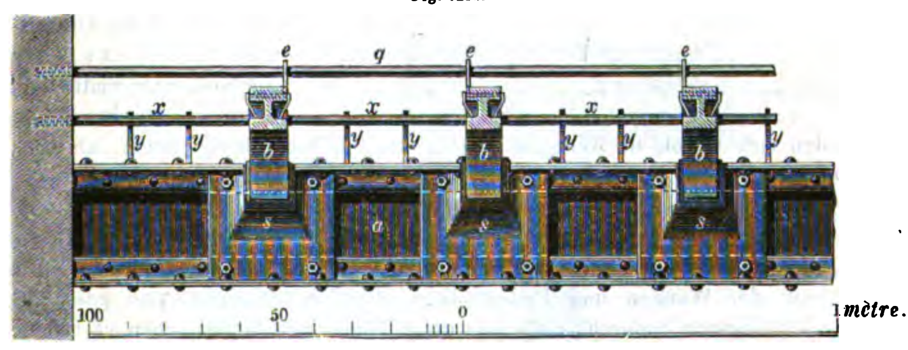


Fig. 1295.



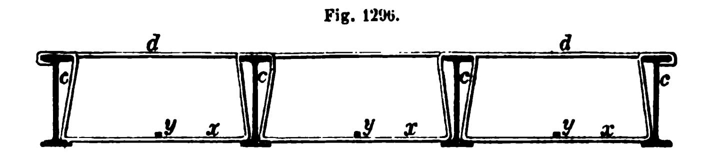
eine nicht unwesentliche Verbreiterung des Treppenarmes ergab.

Fig. 1295 stellt diese Anordnung im Querdurchschnitt dar, woraus sich die eiserne Substruction mit hinreichender Deutlichkeit erkennen läfst. Die Aufmauerung der aus Gips bestehenden Aufsattelung geschah auf einer, durch

Rahmstücke und Stiele unterstützten Bretterschalung, und zwar in ganz gleicher Weise, wie dies im zweiten Kapitel bereits erörtert worden. —

Hinsichtlich der Decken-Construction der mit *A* bezeichneten Passage sei noch bemerkt, dafs diese mittelst der vier T-Eisen *cc*.., vergl. auch den zugehörigen Querdurchschnitt, Fig. 1296, ausgeführt ist; bei einem lichten

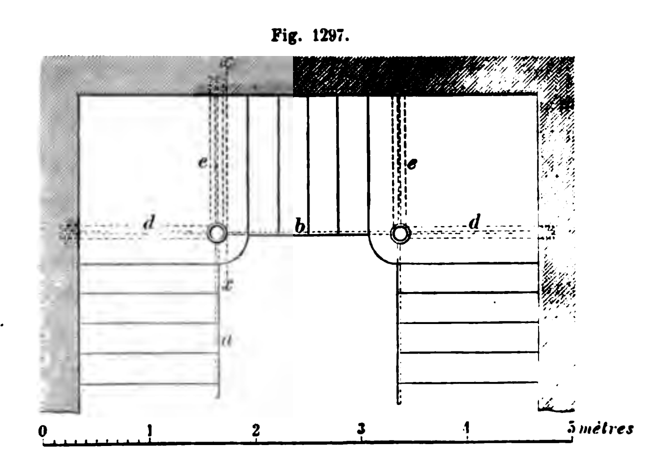
Fig. 1296.



Abstande von 54,9 Centim. liegen dieselben in einer Länge von 6^m27 frei. Zur seitlichen Aussteifung der Decke dienen die, in Entfernungen von ca. 1^m30 angeordneten Bänder *dd*...; dieselben, 6,5 Centim. breit und 1 Centim. stark, sind an beiden Enden um die obere Flansche der beiden äufseren Träger herumgeschlagen worden. Quer- und Längsstäbe vervollständigen auch hier das eiserne Gerippe, welches zur Unterstützung der Gipsausfüllung bestimmt ist. —

Wenn es die Gröfse des Raumes gestattet, die Treppe als eine dreiarmig gebrochene, in der Grundrifsform der Fig. 1297, zu construiren, so ist in den inneren Wendepunkten die Aufstellung von gufseisernen Säulen nothwendig, die auf ein festes Fundament gesetzt und, je nach der Anzahl der Etagen, welche die Treppe verbindet, geschofsweise durchgeführt werden müssen. Oberhalb ihres Kapitäls verlängern sich dieselben zu einem 30 bis 40 Centim. hohen Aufsatz von hohler prismatischer oder cylindrischer Form,

Fig. 1297.

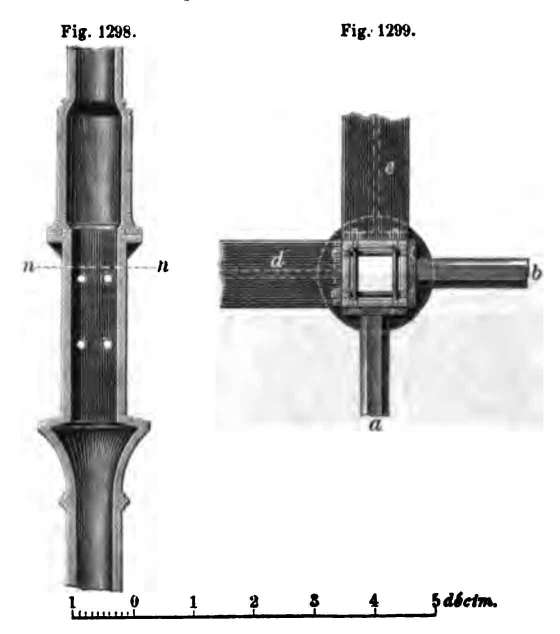


gegen den sich sowohl die Wangen *a* und *b* der einzelnen Treppenläufe, als auch die zur Bildung der Podeste erforderlichen Balken *d*, *e*... anlehnen.

In welcher Weise diese Anordnung erfolgt, ist aus den Figuren 1298 und 1299 ersichtlich, von denen die erstere einen Vertikaldurchschnitt durch die Säule, die andere einen Horizontalschnitt nach der Linie *nn* darstellt. Die Verbindung der Wangen und Podestbalken mit dem Säulenaufsatze geschieht am zweckmäfsigsten dadurch, dafs man diese Theile mit angegossenen vertikalen Kopfplatten und daran befindlichen Zapfen versieht, welche in die correspondirenden Oeffnungen des hohlen Aufsatzes eingreifen, wodurch sich feste Stützpunkte für sie ergeben; zur weiteren Befestigung der gegenüber liegenden Verbandstücke dienen Bolzen, deren Zahl und Anordnung sich nach den verschiedenen Verhältnissen richtet. Diese Construction dürfte besonders dann

empfehlenswerth sein, wenn die geringe Ausladung des Säulenkapitäls den darauf ruhenden Wangen und Trägern kein hinreichendes Auflager verschafft.

Fig. 1298. Fig. 1299.



Der nach der Linie xx des Grundrisses gelegte Durchschnitt, Fig. 1300, veranschaulicht diese Verbindung. Die obere Säule greift genau passend über einen äufserlich ringförmigen, auf der abschliefsenden Platte des Zwischenstücks

Fig. 1300.



angegossenen Rand, vergl. Fig. 1298, so dafs das Fufsende derselben unverrückbar feststeht. —

Ein hierher gehöriges Beispiel ist die sehr reich decorirte Treppe im Palais des Prinzen Carl in Berlin; es ist dies überhaupt eine von den gröſseren Anlagen dieser Art, worüber das Notizblatt des Architektenvereins — October 1834, Blatt V und VI — nähere Mittheilungen enthält, denen wir Folgendes entnehmen:

Da jeder Treppenarm, vergl. den Grundriſs, Fig. 1301, eine Breite von $2^m 11$ hat, so wurde auſser den beiden Seitenwangen noch eine dritte mittlere Wange angeordnet, deren Querschnittsdimensionen mit den der beiden anderen genau übereinstimmen. Dieselben sind mit angegossenen Aufsattelungen versehen, auf welchen die 5,2 Centim. starken, marmornen Trittstufen ruhen. — Um den Wangen des untersten Treppenarmes einen festen Stützpunkt zu geben, stehen sie auf einer starken, mit dem Grundmauerwerk verschraubten, guſseisernen Fuſsplatte, während die beiden äuſseren mit ihrem oberen Ende sich gegen die ausgeschlitzten Aufsätze lehnen, welche sich über dem Kapitäl einer jeden Säule in einer Höhe von 41 Centim. erheben; in derselben Weise ist auch gleichzeitig der Anschluſs der Podestbalken bewirkt; die mittleren Wangen hingegen stoſsen stumpf gegen die letzteren, mit denen sie theils durch Verzapfung, theils durch 4 angeschraubte Winkel befestigt wurden.

Fig. 1301.



Aus dem, nach der Linie *abcd* des Grundrisses gelegten Durchschnitt, Fig. 1302, ist zu ersehen, daſs jene Podestträger *ee* sowohl in ihrer Form und Ausbildung, als auch in ihrer Stärke mit der der Wangen übereinstimmen, indem sie in ihrem oberen Theile, den Ornamenten der Aufsattelung entsprechend, ebenfalls durchbrochen und verziert sind, in ihrer unteren Hälfte aber einen vollen Querschnitt zeigen; mit ihrem einen Ende ruhen dieselben auf einer guſseisernen Auflagerplatte in der Mauer, mit ihrem anderen Ende finden sie, wie bereits bemerkt, in einem Ausschnitt der Säulen ihren Stützpunkt. Auſser diesen Balken ist für jedes Podest noch ein anderer Träger *f* angeordnet, welcher mit den, in der Verlängerung der Mittelwangen verlegten Querstücken *gg*, vergl. Fig. 1303, durch Winkeleisen verbunden ist.

Zur Unterstützung der groſsen Marmorplatten des Podestes ist in jedes der, durch die Podestbalken gebildeten Quadrate ein Kreuz von 3,9 Centim. breiten und 7,8 Centim. hohen, profilirten Leisten aus Guſseisen eingelegt; dadurch entstand ein festes Gerippe, auf welchem die 5,2 Centim. starken Platten in Kitt ihr Auflager erhielten. Desselben Bindemittels bediente man

sich auch auf den Aufsattelungen der Wangen für die marmornen Trittstufen, deren Befestigung mittelst der durchgestofsenen Geländerstäbe erfolgte.

Die Setzstufen sind, wie aus dem Horizontalschnitt, Fig. 1304, zu erkennen, an die Stirn der Wangenaufsätze angeschraubt, wobei jeder der sichtbaren Schraubenköpfe durch eine Rosette gedeckt wird. Um allen Eventualitäten vorzubeugen, welche möglicherweise aus einem Zerbrechen der Tritt-

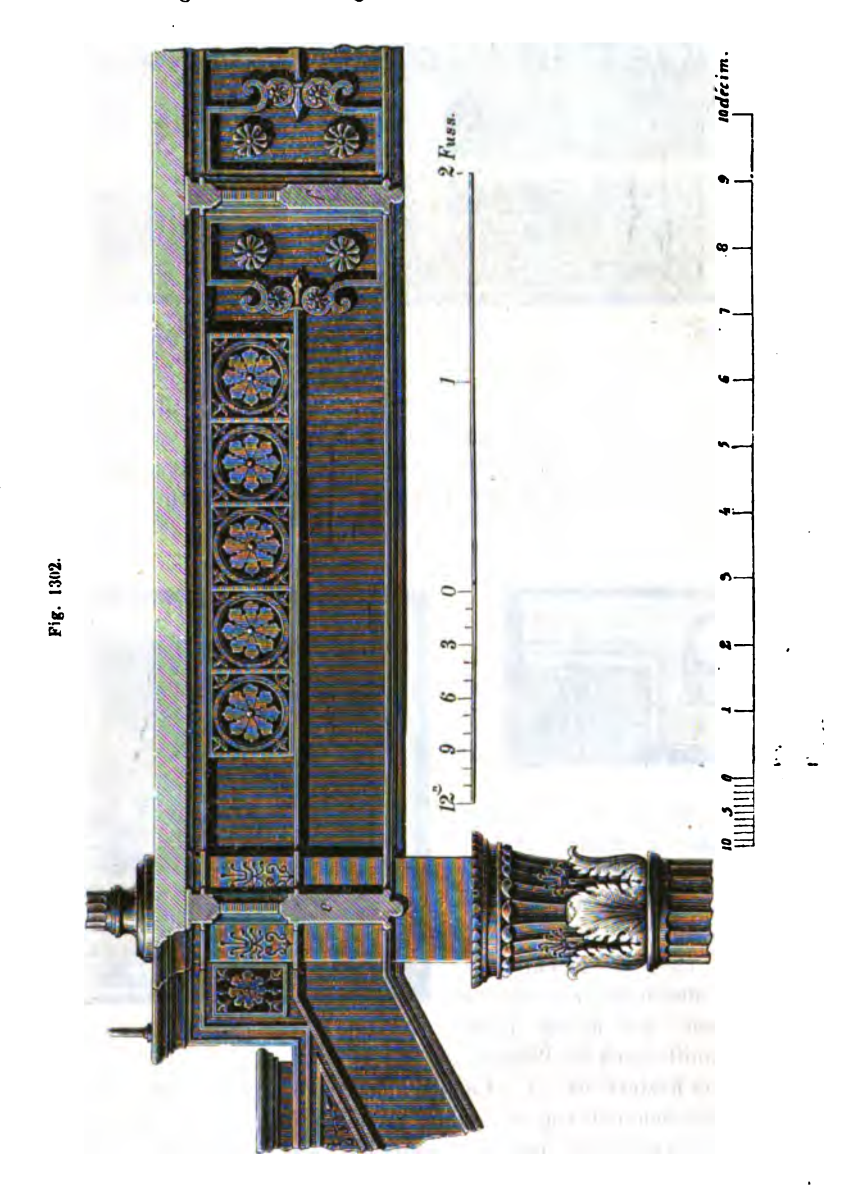


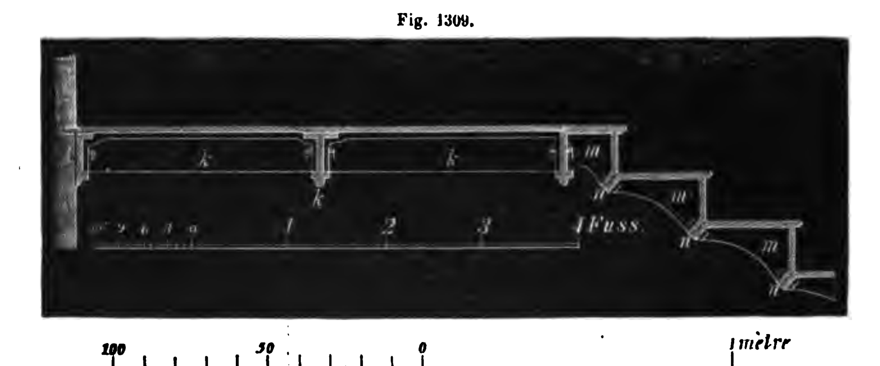
Fig. 1302.

stufen hervorgehen können, sind dieselben an ihrer hinteren Seite, vergl. Fig. 1305, in einen Falz der Setzstufe eingelassen, wodurch sie in ihrer ganzen Länge eine weitere Unterstützung erhalten.

Der Durchmesser der Säulen beträgt 15 bis 18 Centim.; eine der-

eine gerade, freitragende Treppe, obwohl dieses System ohne Schwierigkeit auch auf eine gewundene Form sich erweitern läfst. Während bei Treppen aus Werkstücken die Verbindung zweier übereinander liegender Stufen häufig durch schräge, in ganzer Länge derselben abgestumpfte Berührungsflächen vermittelt wird, läfst sich bei eisernen Treppen derselbe Zweck dadurch erreichen, dafs man die in einem Stück gegossenen Setz- und Trittstufen mit ca. 7 Centim. breiten Ansatzplatten *nn*... versieht, durch welche die zur Befestigung erforderlichen Schrauben durchgreifen. Auf diese Weise entsteht aus den Einzelstücken der Construction — natürlich eine sorgfältige Verbolzung vorausgesetzt

Fig. 1309.



— ein unverschiebbares Ganzes, bei welchem keine Bewegung eintreten kann, so lange die oberen und unteren Stützpunkte der Treppe dem gegen sie ausgeübten Schube hinreichend Widerstand leisten. Die in Fig. 1309 angedeuteten, unterhalb einer jeden Stufe, voll oder durchbrochen, angegossenen Verstärkungsrippen *mm*... sind nur Präventivmittel der Construction, insofern sie lediglich bezwecken, einem etwaigen Bruche der nur 1 Centim. starken Platten vorzubeugen.

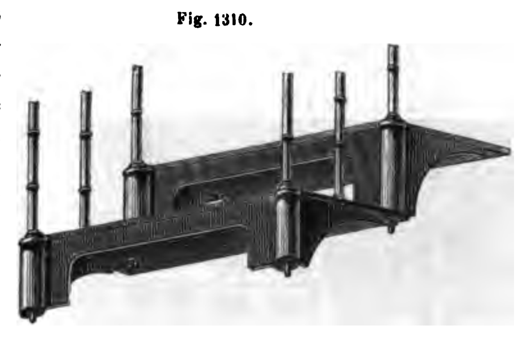
Zur Bildung des Podestes greift, ähnlich wie dies auch bei freitragenden Treppen aus Werkstücken der Fall ist, die oberste, hier hohl gegossene Podeststufe in der ganzen Breite des Treppenraumes durch, und nimmt zugleich die erste Stufe des weiter aufsteigenden Armes auf. Die Podestplatten finden theils in dem angegossenen Falz dieser Stufe, theils durch das Balkenkreuz *kk* ihre Unterstützung.

Im Princip ganz analog, aber abweichend von der oben dargestellten Befestigungsart der Stufen, werden freitragende eiserne Treppen sehr häufig in der Weise ausgeführt, dafs man die kleinen, mit *n* bezeichneten Ansatzplatten fortläfst, und die Verbolzung nur an den beiden Enden der Setz- und Trittstufen vornimmt. Zu diesem Zweck versieht man die letzteren an dieser Stelle mit durchbohrten, cylinderförmigen Hülsen, welche für je zwei übereinander liegende Stufen sich genau decken müssen, damit sie gemeinschaftlich durch einen Bolzen, oder durch den durchzustofsenden Geländerstab befestigt werden können.

Eine in diesem Sinne modificirte Construction giebt die Fig. 1310, welche eine Treppe in der ehemaligen Königl. Eisengiefserei in Berlin — eine der ersten an diesem Orte in Gufseisen ausgeführt — perspectivisch darstellt. Die Auftrittsplatten der 1^{m}098 breiten und geraden Treppe sind seitlich durch consolartige Rippen

unterstützt, welche sich an die Setzstufen, sowie an die eben erwähnten hohlen Cylinder unmittelbar anschliefsen. Die letzteren durchdringt in ganzer Länge das Fufsende des Geländerstabes, so dafs mittelst einer unten aufgesetzten Schraubenmutter eine feste Verbindung aller Theile bewirkt wurde. Oben mit einer durchgreifenden, in den Handgriff eingelassenen Schiene verschraubt, geben diese Geländerstäbe der Treppe eine grofse Steifigkeit.

Fig. 1310.



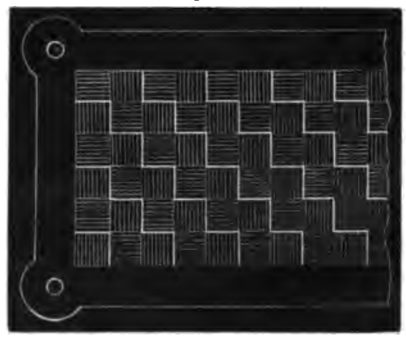
Wenn in dem angeführten Beispiele sämmtliche Stufen aus einem Gufs bestehen, so ist hiermit, wie bereits bemerkt, die Möglichkeit nicht ausgeschlossen, jede derselben auch aus Einzelstücken zusammen zu setzen, und diese zu einem festen Ganzen zu verschrauben; ja, es dürfte aus Gründen einer leichteren Auf- und Zusammenstellung der Treppe in den meisten Fällen vorzuziehen sein, die Futter- und Trittstufen für sich und getrennt zu giefsen, und auch die oben erwähnten consolartigen Rippen als besondere Seiten- oder Façonstücke zu betrachten, so dafs jede Stufe aus der Auftrittplatte, der Futterstufe und jenen beiden Seitenstücken besteht.

In Fig. 1311 ist die einfachste Form der letzteren, in Fig. 1312 die Horizontalprojection derselben, und in Fig. 1313 die Aufsicht auf die gerippt gegossene Trittplatte mit ihren halbkreisförmigen Erweiterungen dargestellt; wie ersichtlich, mufs die mittlere Oeffnung derselben genau auf die Durchbohrung

Fig. 1311 und 1312.



Fig. 1313.



der Cylinder passen, damit hier zur gemeinsamen Verbindung dieser Stücke ein Bolzen, oder der Geländerstab durchgesteckt werden kann; der ersteren bedient man sich gewöhnlich an der Mauerseite, der letzteren an dem frei vortretenden Ende der Stufen. Die Futterstufen kommen auch hier voll oder durchbrochen zur Anwendung, häufig nur in der anspruchslosen Form einer Umrahmung. Um dieselben in ihrer Stellung zu sichern, greifen sie in einen, an dem Cylinderansatz der Seitenstücke befindlichen Falz, wobei sie mit der darunter liegenden Platte noch anderweitig zu befestigen sind. Sehr wesentlich für die Haltbarkeit

derartiger Treppen ist unzweifelhaft eine sorgfältig herzustellende Verbolzung der Seitenstücke mit den anderen Verbandstücken derselben; hierin liegt in der That ein Hauptmoment für die Sicherheit der Construction.

Fig. 1314 veranschaulicht noch ein Stück der Seitenansicht dieser Treppe mit rechteckig gestalteten Façonstücken, während die letzteren in Fig. 1315 mit Rücksicht auf ein leichteres und gefälligeres Ansehen in Form von Consolen gedacht sind. Dafs auch hier die Auftritte aus Schiefer-, Marmorplatten und dergl. bestehen können, ist an sich einleuchtend, und hat dies im Uebrigen keine weitere Aenderung zur Folge.

Fig. 1314.



Fig. 1315.



Bei der Construction von eisernen Wendeltreppen kommt zunächst die Frage in Betracht, ob dieselben mit einer vollen, oder mit einer sogen. hohlen Spindel, d. h. mit innerer Oeffnung und ganz freitragend ausgeführt werden sollen.

Im ersteren Falle bedient man sich einer etwa 5 Centim. starken Rundstange, welche im Centralpunkte des Raumes vertikal aufgestellt und mit dem Grundmauerwerk fest verbunden werden mufs. Auf diese Stange werden dann die, mit einer cylindrischen Hülse versehenen Stufen, die in einem Stück, oder auch getrennt in zwei Theilen gegossen werden können, aufgestreift und beim obersten Austritt mit einer Schraube angezogen. Das andere Ende der Trittstufe greift dann in der Regel mittelst zweier Lappen in die vollen Umfassungsmauern des Treppenraumes ein, oder es geschieht hier die Verbindung — wenn die Treppe vollständig isolirt aufgeführt werden soll — direct durch den durchgestofsenen und verschraubten Geländerstab.

Als hierher gehöriges Beispiel verdient eine Treppe Erwähnung, welche in der früheren Königl. Eisengiefserei in Berlin ausgeführt war und die in den von Strack und Hitzig herausgegebenen Tafeln »der innere Ausbau von Wohngebäuden« mitgetheilt ist. Dieselbe hat, bei einem Halbmesser von 76 Centim., im Ganzen 12 Stufen in der Kreisfläche, mit 19 Centim. Steigung. Fig. 1316 giebt den Grundrifs, wobei die Setzstufe der zwölften Stufe im Durchschnitt erscheint, und Fig. 1317 die Oberansicht der Treppe mit der, den Austritt bildenden Podestplatte; die Ansicht des unteren aufsteigenden Theils derselben ist in Fig. 1318 dargestellt.

Was die **Construction** der Treppe anbetrifft, so geht diese aus den beigefügten Detailzeichnungen so deutlich hervor, dafs sie nur weniger Worte

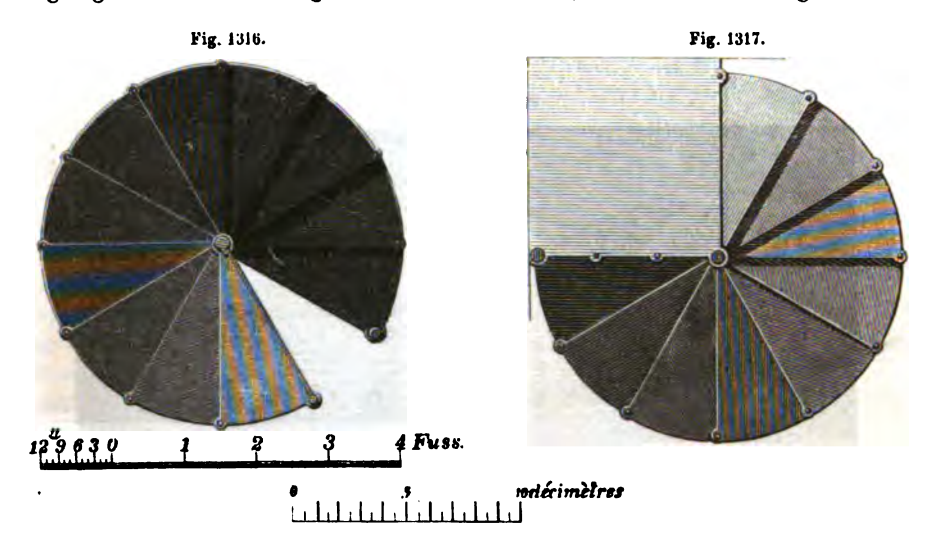


Fig. 1316. Fig. 1317.

zur Erläuterung bedarf. Hiernach sind die Auftritte, vergl. den in verschiedenen Höhen gedachten Horizontalschnitt der Figuren 1319 und 1320,

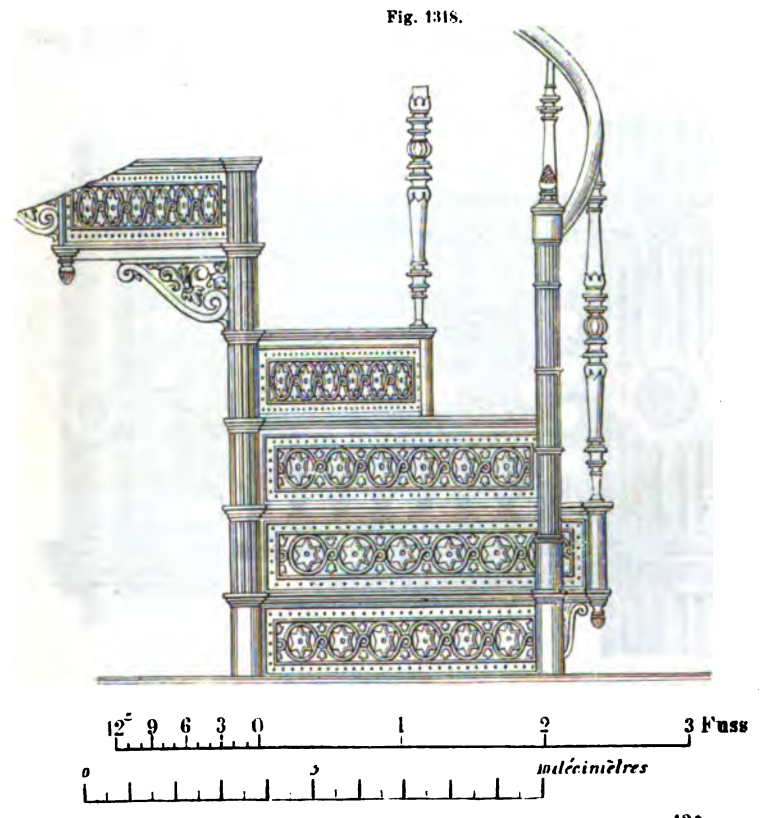
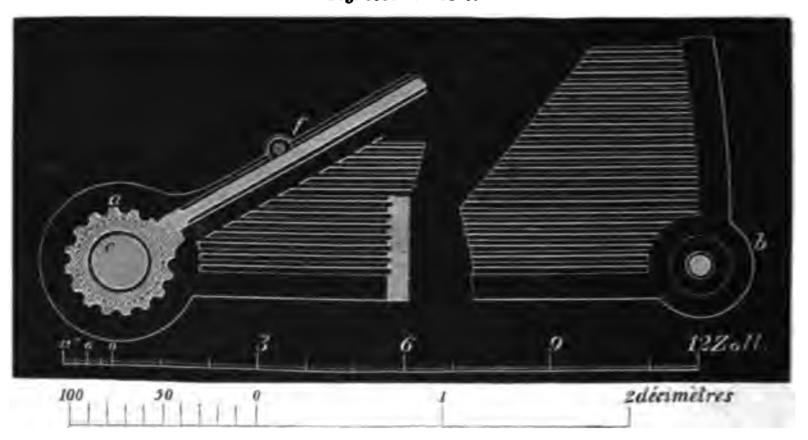


Fig. 1318.

sowie die beiden, an den Enden sich anschliefsenden cylindrischen Hohlstücke *a* und *b* als besonders gegossene Stücke zu betrachten; von diesen, zu einer Stufe gehörigen drei Theilen wurden die Hohlcylinder *a* auf die Rundstange *c* aufgestreift, wo sie zur besseren Verbindung mittelst eines ringförmig


Fig. 1319 und 1320.



angegossenen Zapfens *d* ineinander fassen. Ganz ähnlich ist die Zusammensetzung auch an der äufseren Seite der Stufen bewirkt, indem hier durch den Hohlcylinder *b*, vergl. auch die Vorderansicht der Setzstufe, Fig. 1321, eine schmiedeeiserne Stange durchgreift. welche an ihrem oberen und unteren

Fig. 1321.

Ende mit Gewinden versehen wurde; durch Aufschrauben des Geländerstabes *e* und des, die Schraubenmutter vertretenden Knopfes *g*, Fig. 1322, ist die feste Verbindung zweier übereinander befindlicher Stufen vollkommen gesichert. Die ebenfalls extra gegossene Setzstufe enthält an ihrer Rückseite,

die mit *f* bezeichneten Lappen, sodafs sie mittelst der hier durchgelegten Schrauben an die daran stofsenden Trittstufen leicht befestigt werden konnte. Auch die Console *h*, die hauptsächlich einen decorativen Zweck haben, sind besonders gegossen und angeschraubt.

Frei sich tragende Wendeltreppen ohne Aufstellung einer Spindel lassen sich im Sinne des, durch die Figuren 1311 bis 1315 repräsentirten Constructionsprincips ausführen, da dasselbe für jede beliebige Treppenform, möge sie gerade, kreisrund oder elliptisch sein, ohne Schwierigkeit anwendbar ist. Treppen in dieser Form gestatten zugleich eine leichte Aufstellung, und gewähren bei splendider Ausstattung ohne Zweifel einen höchst gefälligen Eindruck.

In gewisser analoger Beziehung hierzu steht beispielsweise eine Wendeltreppe, wie sie zur Verbindung der unteren Räume mit dem Tanzsaal und den zugehörigen Balcons im sogenannten »englischen Hause« in Berlin zur Ausführung gekommen ist. Aus dem Notizblatt des Architektenvereins, welches hierüber einige Mittheilungen enthält, entnehmen wir, in Kürze zusammenfassend, Folgendes:

Fig. 1322.



Der ganze Raum, in welchem die Treppe liegt, hat einen Durchmesser von 2^m35, wovon 0^m47 auf den Durchmesser der Centralöffnung kommen, so dafs die Treppe nur eine praktikable Breite von 0^m94 behält. Als Hauptconstructionstheil derselben sind die in Fig. 1323 dargestellten durchbrochenen Setzstufen zu betrachten, welche 94 Centim. lang, 17 Centim. hoch und 0,6 Centim. im Rahmen stark sind; dieselben wurden, da die Umfassungsmauern der Treppe bereits vollendet waren, mit ihrem einen Ende 13 Centim. tief eingestemmt und vergipst, und treten daher consolartig in der angegebenen Länge hervor, indem sie den 1,3 Centim. starken Trittstufen als Auflager dienen; die letzteren sind, wie Fig. 1324 zeigt, an der inneren Seite 11,7, an der äusseren Seite 43 Centim. breit und an ihrer Oberfläche mit einem durchbrochenen

Muster verziert; an der breiteren Seite liegen sie mittelst zweier Lappen in der Mauer, während sie an der vorderen Auftrittskante durch drei Schrauben, und an der inneren Seite durch die angeschraubten Console *c* mit der Setzstufe

Fig. 1323 und 1324.

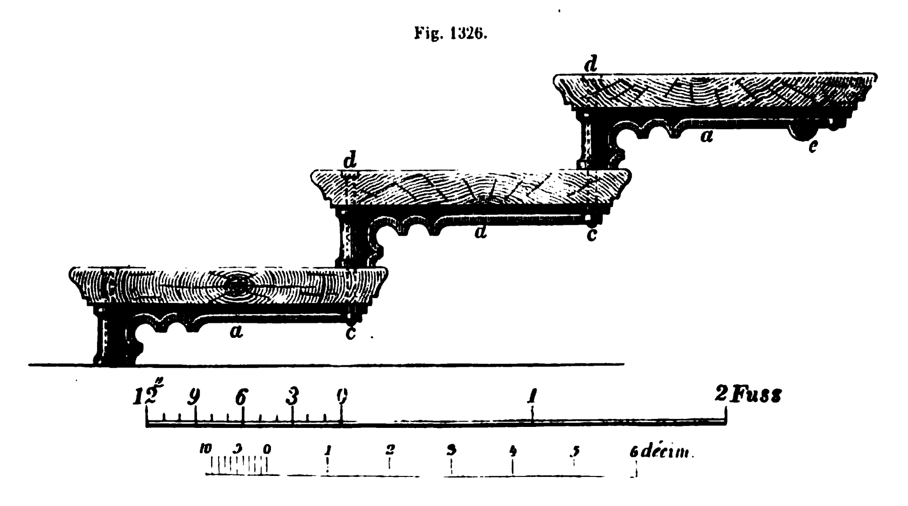


Fig. 1325.

verbunden sind. In dieser Weise wurde die ursprünglich beabsichtigte, und in Fig. 1325 dargestellte Anordnung, nach welcher die Trittstufen an ihrer Rückseite in eine Nuth der Setzstufe eingreifen sollten, modificirt.

Die schmiedeeisernen Geländerstäbe greifen an ihrem unteren Ende mit einem 2,6 Centim. langen Gewinde durch die Trittplatte in die Setzstufe, mit der sie verschraubt sind; an ihrem oberen Ende verbinden sie sich mit einer 2,6 Centim. breiten Flachschiene, welche dem Geländer eine grofse Steifigkeit giebt; dieselbe dient gleichzeitig zur Befestigung des hölzernen Handgriffs, indem abwechselnd Schrauben und Stifte in die Unterfläche des letzteren eingelassen sind.

Fig. 1326.



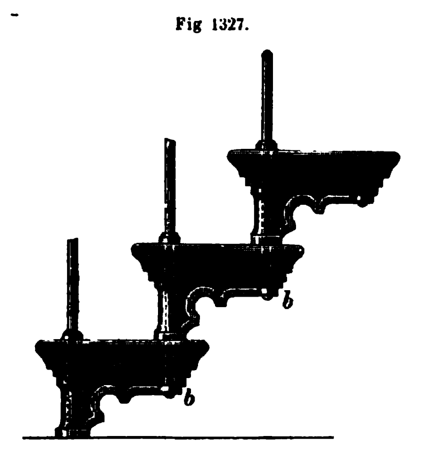
Die Kosten der Treppe stellten sich pro Stufe, incl. Aufstellen und Zusammenarbeiten derselben, auf 12 Mark.

Als ähnliches Beispiel schliefsen wir hier noch eine Treppe an, wie sie im

Palais des Kaisers Wilhelm in Berlin, vergl. das Notizblatt des Architektenvereins, Jahrgang 1838, zur Ausführung gekommen ist.

Fig. 1326 zeigt drei abgewickelte, d. h. auf eine Ebene ausgebreitete Stufen der äufseren Seite, und Fig. 1327 die Abwickelung derselben an der inneren Seite der Treppe; ihre Verbindung und Befestigung untereinander erfolgte durch die gufseisernen Seitenstücke *aa*, die vorne aus einem Hohlcylinder und in ihrer Verlängerung aus einem consolartigen Ansatz bestehen, auf welchem die hölzernen Trittstufen ruhen. An der inneren Seite der Treppe greifen die Geländerstäbe durch die Stufen und die Hohlcylinder hindurch, indem sie unterhalb derselben bei *bb*... verschraubt wurden; an der äufseren Seite sind diese Stäbe durch die Schraubenbolzen *cd*, *cd*... ersetzt, deren Kopf auf ein, die Trittstufe durchdringendes cylindrisches Hohlstück aufgesetzt werden mufs, damit aus dem Zusammentrocknen des Holzes für die Festigkeit der Treppe keine Gefahr entsteht. Aufserdem befindet sich noch an einzelnen Seitenstücken eine Oese *e*, durch die ein Bolzen hindurchgeht, der in der Mauer des Treppenhauses eingegipst wurde. Zur Befestigung der hölzernen Futterbretter erhielten die, an den Seitenstücken angegossenen Hohlcylinder in ihrer ganzen Höhe Nuthen, in welche dieselben genau passend eingreifen. Die Treppe hat einen Durchmesser von 2m35 und wurde jede Stufe derselben, einschliefslich der eisernen Traillen, des Handgriffs aus Mahagoniholz, des Oelanstrichs und des fertigen Aufstellens, mit 19 Mark bezahlt. —

Fig 1327.



Siebentes Kapitel.

Construction massiver Erker und Balcons.

Die Construction von massiven Erkern, Gallerien und Balcons ist seit Einführung des Eisens in die Praxis des Hochbaues in so hohem Grade erleichtert, daſs man heutzutage wohl kaum mehr von den alten schwerfälligen Mitteln Gebrauch machen wird, nach denen entweder weit vorgestreckte Etagenbalken mit darunter gesetzten hölzernen Streben, oder auch sandsteinerne Console — im rohesten Urprototyp — als Träger jener geschmacklosen Vorbauten erscheinen, die sich wie »detachirte Forts« dem Hauptkörper des Gebäudes anschlieſsen. Es würde dies ohne Zweifel in einem flagranten Widerspruch mit unseren sonstigen, leichteren Constructionsmethoden stehen und zugleich einen Rückschritt auf dem neu betretenen, durch das Eisen bezeichneten Wege erkennen lassen; und dies dürfte in der That um so bedauerlicher sein, als dasselbe bisher allen billigen Ansprüchen hinsichtlich der Solidität und des Kostenpunktes vollständig entsprochen hat.

Fig. 1328.

Bei dem groſsen und reichhaltigen Material, auf welches die Ueberschrift dieses Kapitels hinweist, können wir uns nur darauf beschränken, die wesentlichsten hierher gehörigen Verbindungen und die Principien, auf welchen sie basiren, in Nachstehendem kurz zu erörtern.

Wir beginnen zunächst mit der Construction einer geraden, resp. gebrochenen Gallerie, wie sie an der Hinterfront von Wohngebäuden, zur Verbindung der hier befindlichen Räumlichkeiten, sehr häufig in Anwendung kommt.

In den Figuren 1328, 1329 und 1330, Grundriſs, Quer- und Längendurchschnitt, sind mit *aa* schmiedeeiserne T-Träger bezeichnet, die als Widerlager für ganz flach einzuspannende Kappengewölbe dienen; dieselben werden am zweckmäſsigsten — oft nur in der Stärke eines ½ Steins — aus leichten oder porösen Steinen hergestellt; aus Bitterfeld bezogen, kosten dieselben auf der Lagerstätte in Berlin, je nach der Qualität, im Normal-Format 40 bis 45 Mark, die sogen. ¾-Steine nur ca. 35 Mark pro Mille; ihr geringes

Eigengewicht, etwa 40 bis 45 Ctr. pro Mille, erhalten sie durch einen Zusatz von Kohlenpulver, welches bei seinem Entweichen als Kohlenoxydgas eine poröse Structur des Steines zur Folge hat; an denjenigen Stellen des Ziegelofens jedoch, wo die Hitze nicht so intensiv auftritt, bleibt die Kohle mehr oder minder mechanisch der Thonerde beigemischt, weshalb die Steine in ihrem Innern zuweilen schwarz gefärbt erscheinen. Die Lagerfugen der einzelnen Kappen werden entweder parallel zur Gewölbeachse, oder rechtwinklig darauf gerichtet. Für die in der Ecke der Gallerie befindliche Abtheilung eignet sich vorzugsweise eine ganz flach einzuspannende böhmische Kappe.

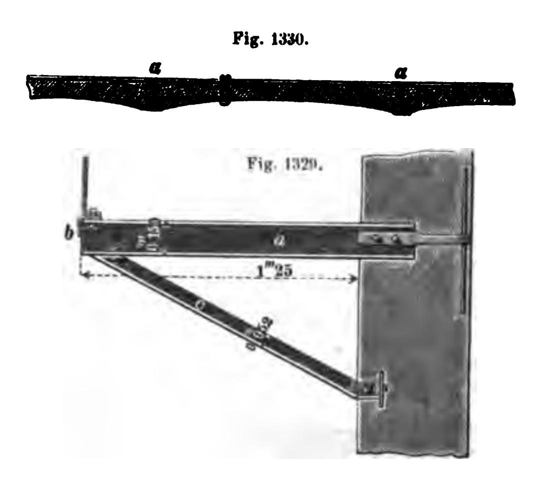


Fig. 1330.

Fig. 1329.

Auf den vortretenden Köpfen jener Träger liegen, parallel zu beiden Frontrichtungen, durchlaufend die Winkeleisen *b*, indem sie die Stirnfläche des gewölbten Fuſsbodens theilweise decken und gleichzeitig zur Befestigung der eisernen Geländerstäbe dienen.

Das in der Mauer aufruhende Ende der T-Eisen wird mit Anker und Splint versehen, oder — wenn dies sonst möglich ist — durch eine starke, an die obere Trägerflansche, event. seitlich an den Steg befestigte Ankerschiene mit den Auflagerenden der Etagenbalken in Verbindung gesetzt; an ihrem anderen, frei vortretenden Ende sind jene Träger mit dem, zu einer Auflagerplatte verbreiterten Kopf der Strebe fest zu verschrauben.

Fig. 1331.

Fig. 1332.

Die Befestigung des Strebefuſses mit dem Mauerwerk geht aus den Figuren 1331 und 1332 hervor; dieselbe erfolgt mittelst der beiden Winkel *nn*, die theils mit der vertikalen Rippe der T-förmigen Strebe, theils mit der dahinter stehenden Vertikalplatte *d* zu verschrauben sind. Indem dabei das Fuſsende der Strebe horizontal gebrochen, werden auf diese Weise die aus ihrer Druckwirkung resultirenden Componenten in horizontaler und vertikaler Richtung vortheilhaft auf die Frontmauer übertragen.

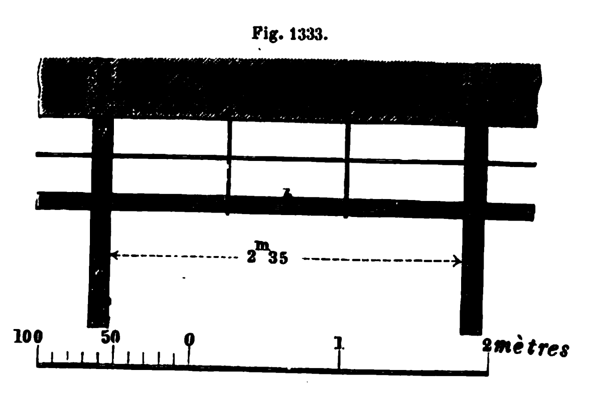
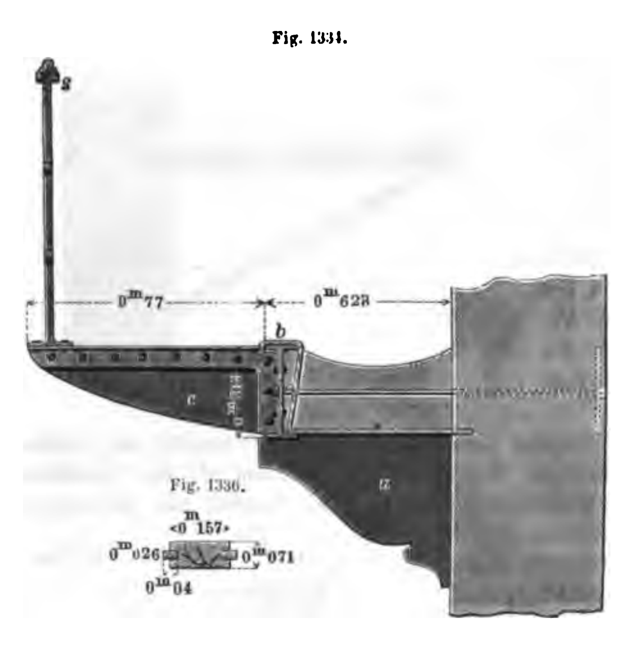


Fig. 1333.

Die horizontale Ausgleichung der einzelnen Gewölbe geschieht durch Dachsteine, über die eine Cement- oder Asphaltschicht zu liegen kommt.

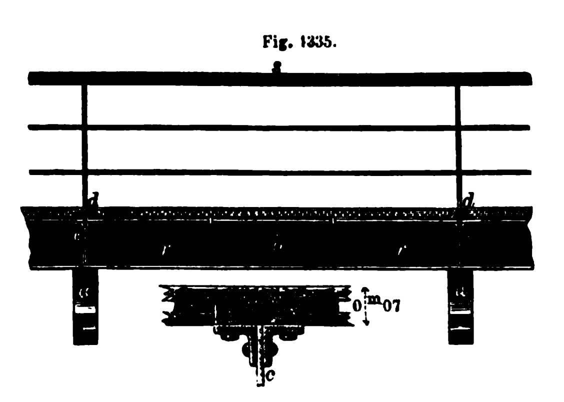
In vieler Beziehung abweichend von der vorstehend gegebenen Anordnung ist die Construction einer Gallerie, die bei einem, zum Nordbahnhofe in Paris gehörigen Nebengebäude zur Ausführung gekommen ist.

Fig. 1334.



Die Figuren 1333, 1334 und 1335 zeigen dieselbe im Grundrifs, im Querdurchschnitt und in der Vorderansicht. Hiernach ruhen die mit *bb*.. bezeichneten T-Eisen auf den sandsteinernen Consolen *a*, die in lichten Entfernungen von ca. 2m35 aus der Umfassungsmauer des Gebäudes herausgestreckt und mit dieser verankert sind. Mit diesen Trägern verbinden sich rechtwinklig die, mit einer geschwungenen Vertikalwand versehenen Blechbalken *cc*..; eine Verbindung beider ist durch die Gurtungs-Eckeisen vermittelt, deren Schenkel an der Vertikalrippe der T-Eisen mittelst Verkröpfung abwärts geführt und mit diesen verschraubt wurden. Die Verankerung der letzteren erfolgte durch die Rundstangen *rr*, Fig. 1335; dieselben durchdringen mit ihrem einen Ende die Vertikalrippe des Trägers, während sie an ihrem anderen Ende mit einer Ankerplatte befestigt sind. Wie dies allgemein üblich, so wurde auch hier der Deckenschlufs durch eiserne Quer- und Längsstäbe, in Verbindung mit einer dünn angerührten Gipsmasse ausgeführt. Der eigentliche Fufsboden dagegen besteht aus 15,7 Centim. breiten Bohlen von Kiefernholz, deren Stärke 7,1 Centim. beträgt. Da dieselben parallel zu den Trägern *bb*.. verlegt sind, so finden sie ihr Endauflager auf den, mit Einschnitten versehenen, eichenen Friesstücken *dd*..; die Befestigung dieser letzteren erfolgte durch Kopfschrauben, die durch die Gurtungs-Eckeisen durchgesteckt und von unten in das Holz eingelassen wurden; zur Verbindung der Bohlstücke untereinander dienen lose eingesetzte eichene Federn, vergl. Fig. 1336,

Fig. 1335.



von 2,6 Centim. Stärke und 4 Centim. Breite. Der hölzerne Handgriff des Geländers ist mittelst kleiner, durch die Flachschiene *s* durchgelegter Holzschrauben befestigt.

In neuerer Zeit wendet man immer häufiger massive und geschlossene Erker-Constructionen an, die frei schwebend die Vorderfront des Gebäudes an einer bevorzugten Stelle unterbrechen und der Façade zum Schmuck, sowie den Einwohnern der zugehörigen Etage zu einem angenehmen, mehr oder minder geschützten Aufenthaltsorte dienen.

Die Construction solcher, aus Stein und Eisen bestehenden und in der Höhe von mehreren Etagen durchgreifenden Erker kann im Allgemeinen nach 3 verschiedenen Systemen ausgeführt werden:

1) Man streckt nur am Fufsende derselben die als Substruction dienenden Träger aus der Umfassungsmauer heraus und unterstützt sie so ausreichend, dafs sie ohne Bedenken im Stande sind, die ganze Aufmauerung für sich allein zu tragen. Es setzt dies freilich starke Träger voraus, die überdies an ihrem frei vortretenden Ende kräftig verstrebt und in der Frontmauer gut verankert werden müssen.

2) Man bringt ein solches, nach der verschiedenen Form des Erkers auch verschieden combinirtes Trägersystem in der Fufsbodenhöhe einer jeden Etage in Anwendung. Die in der Grundfläche des Erkers liegende Eisenverbindung ist dann — wo möglich — gleichfalls zu verstreben, während die in allen oberen Etagen herausgestreckten Träger besser durch Zugbänder ihre Unterstützung finden, mittelst deren die vortretenden Enden derselben in schräger Richtung an die Frontmauer angehängt werden. Diese Bänder sind hochkantig anzuordnen und in die Brüstung verdeckt einzulegen. Um dabei ungleich vertheilte Belastungen zweckmäfsig zu übertragen und eine bessere Verspannung der geschofsweise vorgestreckten Träger zu erzielen, ist es wünschenswerth, dieselben durch vertikale in den Ecken aufsteigende Rundstangen untereinander zu verbinden.

3) Man bedient sich der aus der Frontmauer heraustretenden eisernen Träger nur am Fufs- und am Kopfende des Erkers. Die untersten Träger — die stärkeren — sind durch Streben oder durch Bänder, die obersten nur durch diese letzteren zu unterstützen. Die dazwischen befindliche, aus einer Pfeilerstellung und dem zugehörigen Gebälk bestehende Aufmauerung ist dabei zum Theil auf die obere Eisenverbindung zu übertragen; es geschieht dies auch hier durch vertikal durchgeführte Rundstangen, welche in die Eckpfeiler eingemauert, oder in Ermangelung von diesen, durch hohle Zinksäulchen maskirt werden. Ist eine Unterstützung der unteren Träger an ihrem frei vortretenden Ende nicht ausführbar, so gelangen diese Vertikalstangen alsdann zu einer gröfseren Bedeutung, in so fern sie jetzt einen erheblicheren Theil der Belastung an die obere Eisenverbindung anzuhängen haben. In solchem Falle ist um so mehr darauf Bedacht zu nehmen, das Querprofil der letzteren zu verstärken und dieselben durch kräftige Zugbänder mit der Umfassungsmauer fest zu verbinden. Ob unter so ungünstigen Bedingungen die Erker-Construction durch mehrere Geschosse durchzuführen, oder nur auf eine Etage zu beschränken ist, bleibt von den jedesmaligen Verhältnissen abhängig; unter allen Umständen wäre alsdann die Anwendung von Loch- oder porösen Steinen dringend zu empfehlen.

Nachstehend lassen wir nun einige hierher gehörige Verbindungen folgen, die, nach dem einen oder dem anderen jener Systeme ausgeführt, als Anhalt für ähnliche Constructionen dienen mögen. Es sei nur noch allgemein bemerkt, dafs die an den Flanken des Erkers befindlichen Träger entweder aus Gufs- oder aus Schmiedeeisen bestehen können. Die gufseisernen Träger werden stets nur einfach, die schmiedeeisernen — gleichviel ob als Eisenbahnschienen, oder als T-Träger verwendet — gewöhnlich doppelt nebeneinander verlegt.

Fig. 1337.

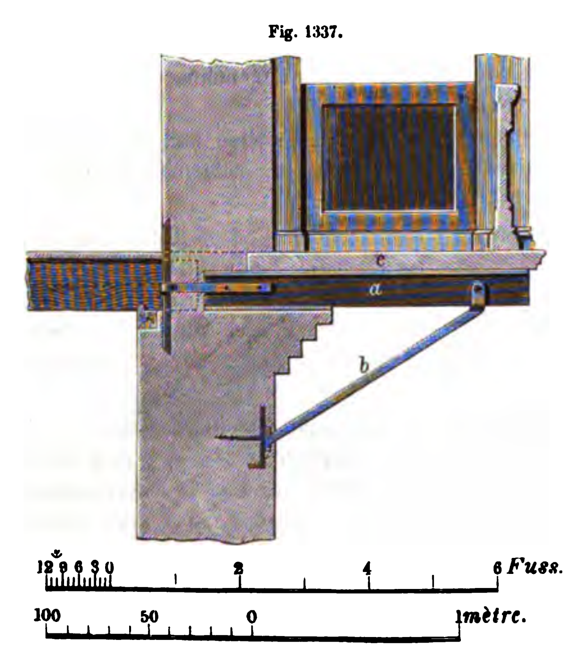
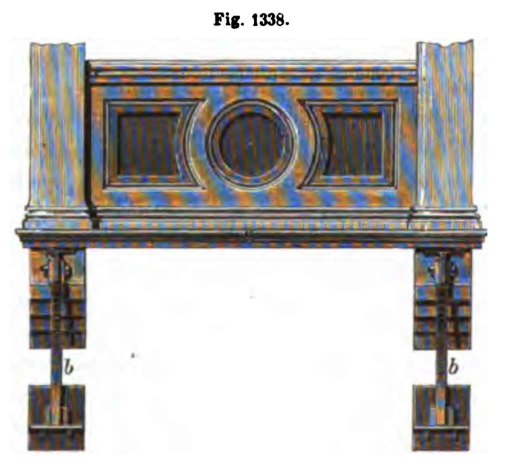


Fig. 1337 zeigt im Durchschnitt und Fig. 1338 in der Vorderansicht den Massivbau eines Erkers, von dem wir voraussetzen, dafs derselbe nur in der Höhe einer Etage durchgreifen und oben mit einem offenen Balcon abschliefsen soll. An jeder Seite des Erkers treten die mit *a* bezeichneten gufseisernen Träger in einer Länge von ca. 1m25 aus der Frontmauer hervor, wobei sie vorne durch die Streben *bb* ihre Unterstützung finden. Diese letzteren, aus Schmiedeeisen bestehend und, ausreichenden Falls, mit einem quadratischen Querschnitt versehen, umfassen mit ihrem gabelförmigen Kopfende die Vertikalrippe, mit der sie verbolzt werden. Um den Auflagerdruck günstiger zu übertragen, sind die Trägerenden auf eine Platte zu legen, wenn anders man es nicht vorzieht, sich hier zweier Winkel zu bedienen, die an der Vertikalrippe der Träger einen festen Anschlufs erhalten; einem horizontalen Verschieben der letzteren, hervorgerufen durch die in den Streben auftretende Druckkraft, ist durch eine Verankerung vorzubeugen.

Fig. 1338.



An den Ecken des Erkers erheben sich gewöhnlich 1 Stein starke, aus Lochsteinen ausgeführte Pfeiler, welche durch scheitrechte Bogen untereinander verbunden werden. Diese Bogen sind, bei einer rechteckigen Grundrifsform des Erkers, mit der Frontmauer dreitheilig zu verankern und dienen zugleich als Anschlufs für das in einer Stärke von ½ Stein einzuspannende Deckengewölbe.

In abweichender Art ist die Verbindung des Kopfendes der Strebe mit dem T-förmigen Träger in den Figuren 1339 resp. 1340 dargestellt. Es geschieht diese im ersten Falle mittelst einer schrägen Versatzung und zweier schmiedeeiserner Flachschienen *l*, die beiderseitig über die Fuge fortgreifend, an die Strebe und die Trägerrippe festgeschraubt werden.

Fig. 1339.

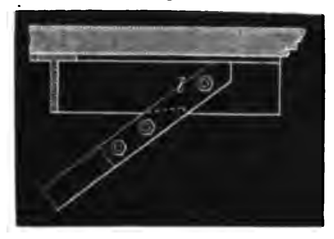
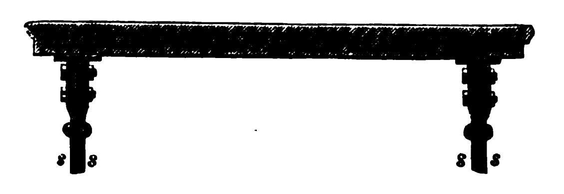


Fig. 1340.



Nach der anderen Verbindungsweise sollen zur Unterstützung eines jeden Balkens zwei, untereinander vernietete Streben *ss* in Anwendung kommen, deren Kopfenden eine kleine Umkröpfung erhalten, damit sich dadurch ein genauer Anschlufs an die Trägerrippe bewirken läfst. Die aus Doppelstücken zusammengesetzten Streben haben aber im Allgemeinen den Uebelstand, dafs die Belastung sich nicht immer gleichmäfsig auf die Einzeltheile derselben überträgt, in Folge dessen dann die Niete auf Abscheeren in Anspruch genommen werden.

Fig. 1341.

Fig. 1342.



Die in Fig. 1341 detaillirt dargestellte Befestigung des Strebefufses mit dem Mauerwerk ist, wenn auch nicht die beste, so doch eine sehr häufig angewendete. Hiernach wird auf das gebrochene und mit einer Steinschraube versehene Fufsende eine Winkelplatte aufgestreift, die an dem verstärkten Theil des letzteren einen genügenden Anschlufs findet. Die Strebe stützt sich auf einen, durch angegossene Rippen verstärkten Rand der Platte, während die horizontale, etwa 15 Centim. lange Steinschraube in die Mauer eingegipst wird. Es ist dabei anzuempfehlen, die vertikale Widerlagsplatte gegen die äufsere Mauerfläche etwas zurückzustellen, damit dem etwaigen Durchschlagen des Rostes an der Platte durch eine Bekleidung derselben mit Dachsteinstücken vorgebeugt werden kann.

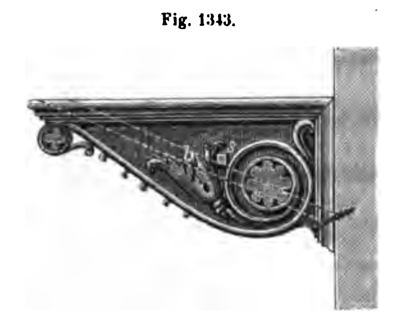
Zur Umhüllung der Streben dienen hohle, aus getriebenem Zinkblech gefertigte, oder aus Gips gegossene Console.

Die Befestigung der ersteren geschieht am einfachsten mittelst zweier schmiedeeiserner Stangen *ss*, Fig. 1342; dieselben werden mit ihrem einen Ende von Innen an die Seitenwände des Consols geschraubt, während sie mit dem anderen Ende in ca. 40 Centim. tief eingestemmte Löcher des Frontmauerwerks eingreifen.

Wenn als Enveloppe der Streben hohle Console aus Gips in Anwendung kommen sollen, so setzt dies behufs dauerhafter Befestigung derselben an jeder

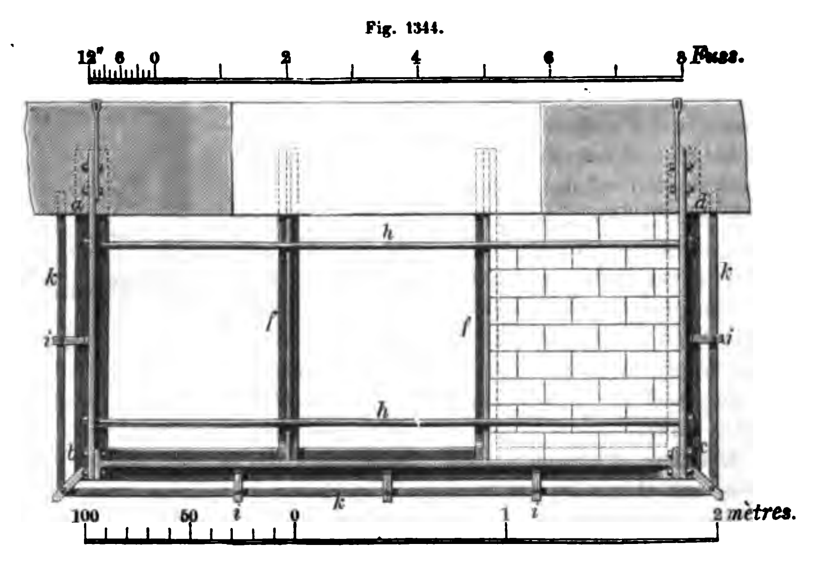
Seite des Erkers **zwei Träger**, und dem entsprechend auch je **zwei Streben** voraus, deren Entfernung, nach Mafsgabe der verschiedenen Trägerabstände von einander, etwa 10 bis 15 Centim. betragen kann. Diese beiden Streben dienen dann zugleich als Befestigungsmittel des Consols. Zu diesem Zweck legt man durch die Seitenwände desselben, möglichst nahe dem Schwerpunkte, die **eiserne Querstange** *s* hindurch, Fig. 1343, — mitunter auch wohl deren **zwei** — und zwar durch eingestemmte, an denjenigen Stellen befindliche Oeffnungen, die ein genaues Auflager der Stange auf den Doppelstreben *b* gestatten; auf den letzteren lastet daher das ganze Gewicht des Consols; dieses beträgt oft mehr als 1 Ctr., namentlich dann, wenn der Gips noch eine grössere Menge Feuchtigkeit enthält; in dem Mafse, als diese verdunstet, verringert sich jedoch das Eigengewicht des Consols. Die beiden erwähnten Oeffnungen werden später, nachdem das letztere gehörig abgelothet und befestigt worden, wieder zugegipst. Um eine weitere Drehung desselben zu verhindern, greifen noch durch die vertikale, an die Frontmauer sich anschliefsende Rückwand in eine Fuge dieser Mauer zwei sich kreuzende **Nägel** oder **Steinschrauben** ein, deren Köpfe zu vergipsen sind.

Fig. 1343.



Den **Fufsboden** des Balcons bilden die, etwa 10 Centim. starken **Sandsteinplatten** *c*; dieselben werden über die Trägerflanschen frei fortgelegt und in einen Falz der Umfassungsmauer eingestemmt. —

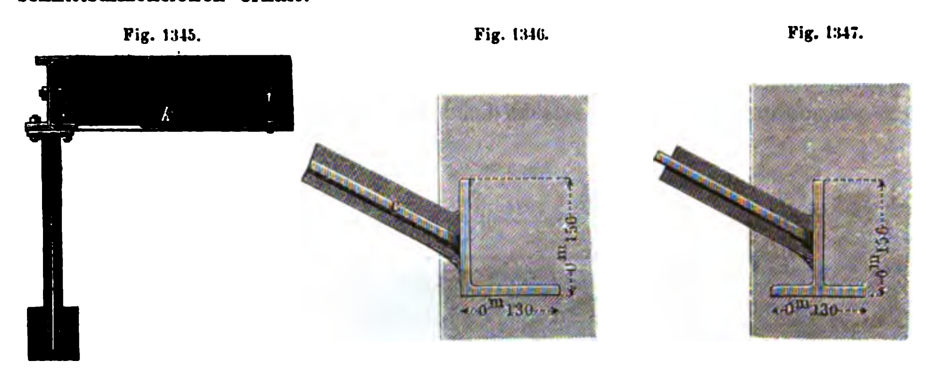
Fig. 1344.



Der soeben behandelten Erker-Construction liegt als Princip der unter 1) vorangeschickte Fall zu Grunde. Unter gewöhnlichen Verhältnissen sind dabei die an den Flanken des Erkers verlegten Träger **für sich allein** völlig ausreichend, die darüber befindliche Aufmauerung sicher zu unterstützen. Sollte jedoch die parallel zur Aufsenmauer des Gebäudes aufgeführte Front des Erkers eine

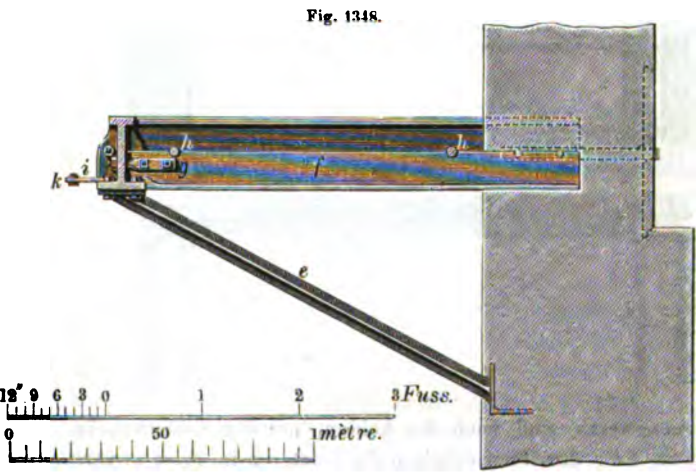
gröfsere Längen-Dimension erhalten und die Architektur der Façade mit Rücksicht hierauf aufser den Eckpfeilern noch anderweitige *Zwischenpfeiler* bedingen, so bedarf es jetzt noch eines *besonderen Lagerstücks*; parallel zur Frontmauer angeordnet, ruht dasselbe an beiden Enden auf den Seitenstücken auf, indem es mit diesen letzteren in der Regel gleich grofse Querschnittsdimensionen erhält.

Fig. 1345. Fig. 1346. Fig. 1347.



Hiernach besteht in der Grundrifs-Anordnung, Fig. 1344, die eiserne Substruction aus *drei Theilen*, nämlich den beiden *Seitenstücken* *ab* und *cd*, und dem längeren *Frontstück* *bc*. Die beiden ersteren sind in der Frontmauer zu verankern; an ihrem frei vortretenden Ende verschaffen sie, wie dies aus Fig. 1345 deutlich hervorgeht, dem Träger *bc*, dessen Auflagerenden umgekröpft werden, einen ausreichenden Stützpunkt. Mit Rücksicht auf die grofse Belastung, welche sich dadurch auf die Eckpunkte überträgt, sollen hier die frei vortretenden Enden der Seitenträger durch eine *gufseiserne*, im Querschnitt *kreuzförmig* gestaltete Strebe *e* unterstützt werden. Der zu einer horizon-

Fig. 1348.



talen Auflagerplatte verbreiterte Kopf derselben verbindet sich mittelst *vierfacher* Verschraubung mit der unteren Flansche jener Träger. Am entgegengesetzten Ende wird eine vortheilhafte Uebertragung des aus der Strebe gegen die Frontmauer ausgeübten Druckes dadurch erzielt, dafs man den *Fufs* derselben, vergl. Fig. 1346, in eine *Winkelform*, oder noch besser, im Sinne der Fig. 1347, in eine *T-Form* übergehen läfst.

Um den einzelnen Zwischenkappen, welche den Fufsboden des Erkers bilden, das nothwendige Widerlager zu verschaffen, ordnet man nach der Tiefe desselben die etwas schwächeren T-förmigen Balken *ff* an, vergl. auch den Querdurchschnitt, Fig. 1348, wofür indessen auch Eisenbahnschienen in Anwendung kommen können; diese Querträger ruhen auf der unteren Flansche des Frontträgers *bc* frei auf, indem sie mit der Vertikalrippe desselben durch die Bänder *g* verschraubt werden. Die Ausführung der kleinen Kappen kann unter Umständen auch hier in der Stärke eines $\frac{1}{4}$ Steines erfolgen; bei voraussätzlich gröfserer Belastung sind indessen die $\frac{1}{2}$ Stein starken, aus porösen Steinen auszuführenden Gewölbe entschieden vorzuziehen.

Fig. 1349.

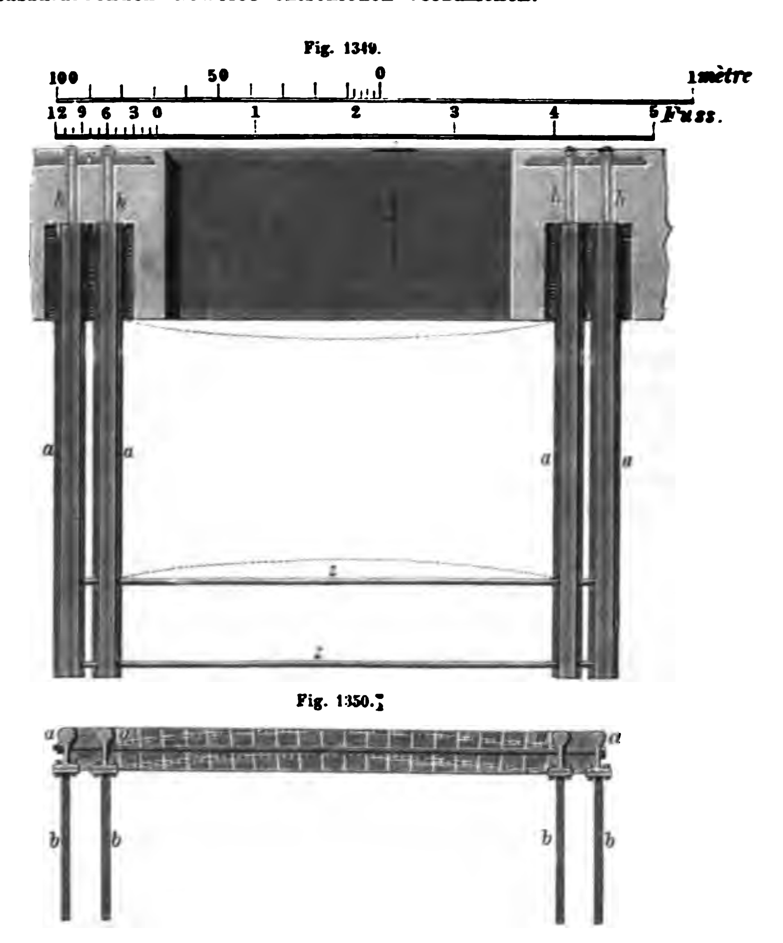


Fig. 1350.

Erwähnenswerth sind noch die beiden, mit den Seitenträgern verschraubten Zugstangen *hh*; dieselben erhalten die letzteren in ihrer unverrückbaren Lage und tragen zur besseren Verspannung des Ganzen bei; doch dürfte man die der Frontmauer zunächst befindliche Stange wohl meistentheils entbehren können.

Aus obigen Figuren ist ferner zu ersehen, wie ein um den Erker ringsum angeordnetes Gurtgesims mittelst der Quereisen *ii*, und der darunter zu befestigenden Langschiene *k* hinreichend unterstützt werden kann. Die letzteren nicht unterhalb, sondern oberhalb der Querschienen zu verlegen, wäre ent-

schieden unpraktisch, da dieses einen gröfseren Verhau der Gesimssteine zur Folge hätte.

Die über der eisernen Substruction emporsteigenden Eck- und Zwischenpfeiler werden aus Loch- oder aus porösen Steinen, so schwach wie möglich, ausgeführt; die Eckpfeiler erhalten in der Winkelform oft nur die Seitenlänge eines ¾-Steins. Scheitrechte, gut verankerte und rings herum greifende Bogen bilden auch hier das Gebälk der Pfeilerstellung und vermitteln zugleich den Anschlufs der Deckengewölbe. Einer weiteren Trägerverbindung in den oberen Etagen bedarf es in diesem Falle gewöhnlich nicht, da die untere Eisen-Construction so stark verankert und verstrebt wird, dafs sie im Sinne der unter 1) ausgesprochenen Prämisse den ganzen massiven Aufbau zu tragen im Stande ist.

In den nachfolgenden Beispielen soll nun angenommen werden, dafs zur Unterstützung der Pfeilerstellung nicht gufs- sondern schmiedeeiserne Träger in Anwendung kommen. Man bedient sich in solchem Falle entweder der Eisenbahnschienen, oder der T-Eisen und sind solche alsdann an beiden Flanken des Erkers gewöhnlich als Doppel-Träger zu verlegen. Von den Blechträgern wird sich nur ausnahmsweise Gebrauch machen lassen.

Fig. 1351.

12 9 6 3 0 1 Fuss.

0 1 2 3 4 5 6 7 décim.

Fig. 1352, 1353 und 1354.

100 5 0 1 2 décim

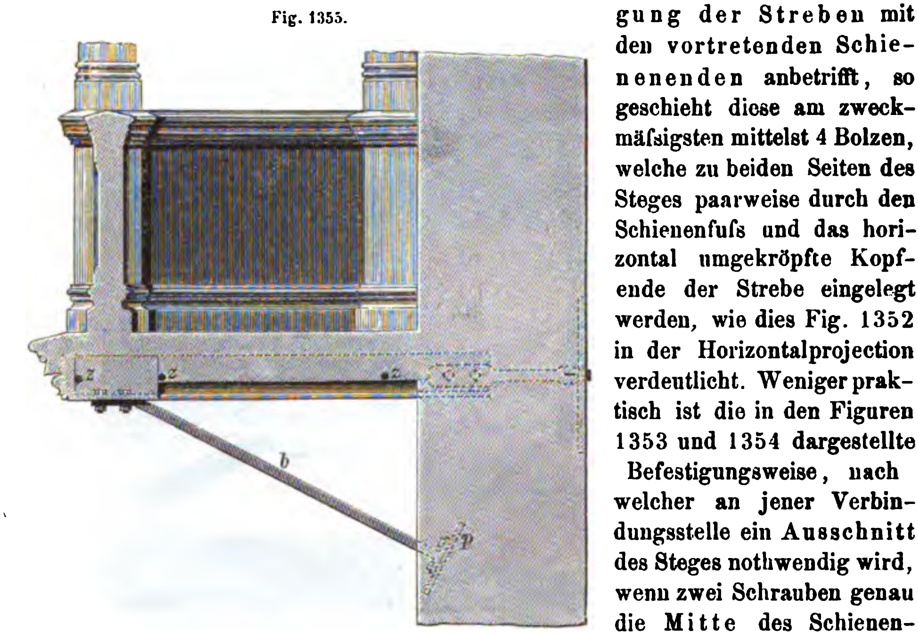
Was zunächst die Eisenbahnschienen anbetrifft, so sind diese von allen eisernen Trägern entschieden die billigsten, abgesehen davon, dafs sich die Mittel ihrer Beschaffung in hohem Grade erleichtern, seitdem sie bei der só häufigen Verwendung, die sie heutzutage im Hochbau finden, fast schon in jedem Krämerladen feilgeboten werden; ist es doch keine ungewöhnliche Erscheinung mehr, dafs Schienen, die wegen Untauglichkeit die vom Bahnzuge befahrene »Strecke« verlassen, im Hochbau noch einmal wieder zu Ehren kommen! —

Die im Grundrifs, Fig. 1349, mit *aa* bezeichneten Eisenbahnschienen treten, an beiden Seiten des Erkers, gekuppelt in einer Länge von ca. 1m15 aus der Frontmauer hervor und erhalten hier, wie aus der Vorderansicht dieser Verbindung, Fig. 1350, ersichtlich, durch die Streben *bb* ihre Unterstützung. Da sie zugleich als Widerlager für das ½, resp. nur ¼ Stein starke, flach einzuspannende Kappengewölbe dienen, so sind sie mittelst der Rundstangen *zz* .. unverändert in ihrer parallelen Lage zu erhalten. Diese Stangen liegen

in einer solchen Entfernung von einander, dafs sie einen scheitrechten, $\frac{1}{2}$ Stein hohen und 1 Stein breiten, Bogen zwischen sich fassen, welcher die Stirnfläche des Gewölbes deckt. An den Ecken des Balcons, ebensowie in dem Anschlufs desselben an die Aufsenfront des Gebäudes, erheben sich gemauerte Pfeiler, über welchen das Widerlager für die scheitrecht einzuwölbenden Bogen liegt.

Die Verankerung der — am besten auf einer besonderen Fufsplatte aufruhenden — Eisenbahnschienen erfolgt hier in der Weise, dafs die Ankerschienen *hh*, vergl. das Detail der Fig. 1351, den Steg derselben gabelförmig umfassen, und am anderen Ende den cylindrischen Splint in einer $\frac{3}{4}$-kreisförmigen Erweiterung aufnehmen. Ein durch die Anker seitlich durchgelegter Riegel *r* trägt dabei nicht unwesentlich zur Sicherheit des Ganzen bei.

Fig. 1355.



Was die Befestigung der Streben mit den vortretenden Schienenenden anbetrifft, so geschieht diese am zweckmäfsigsten mittelst 4 Bolzen, welche zu beiden Seiten des Steges paarweise durch den Schienenfufs und das horizontal umgekröpfte Kopfende der Strebe eingelegt werden, wie dies Fig. 1352 in der Horizontalprojection verdeutlicht. Weniger praktisch ist die in den Figuren 1353 und 1354 dargestellte Befestigungsweise, nach welcher an jener Verbindungsstelle ein Ausschnitt des Steges nothwendig wird, wenn zwei Schrauben genau die Mitte des Schienenfufses treffen sollen. Mit Rücksicht darauf, dafs der Erker, wie aus Fig. 1356 ersichtlich, nur in der Höhe einer Etage durchgreift und oben mit einem Balcon abschliefst, konnte die Strebe in ihrem Querschnitt quadratisch gestaltet werden.

Um eine möglichst vortheilhafte Druckvertheilung am Fufsende derselben zu erzielen, soll eine schmiedeeiserne Platte *p*, vergl. den Querdurchschnitt Fig. 1355, in Anwendung kommen, die hier eine gegen die Achsenrichtung der Strebe rechtwinklige Lage erhält; es ist daher für diese Platte ein vollständiges und correct zugerichtetes Widerlager erforderlich. Der Anschlufs der Strebe erfolgt mittelst eines verbreiterten Fufses, durch den 2 Schrauben mit versenkt eingelegten Köpfen hindurchgreifen. Während bei den früheren Verbindungen dieser Art die aus dem Strebedruck resultirenden Seitenkräfte zur Ausgleichung gelangten, wird hier durch jene Platte direkt der Mittelkraft entgegen getreten. — In Uebereinstimmung mit der Constructionsweise des letzten Beispiels liegt auch im vorliegenden Falle die Voraussetzung zu Grunde, dafs die

Decke des Erkers ohne Anwendung von eisernen Trägern hergestellt werden soll. Es überträgt sich hiernach der Druck des ganzen Massivbaues auf die untere Eisen-Construction.

Die allgemeinen Umrisse des Erkers gehen aus der, in Fig. 1356 dargestellten Seitenansicht desselben deutlich hervor.

Bei einer gröfseren Langseite des Balcons sind, parallel zu den äufseren paarweise verlegten Eisenbahnschienen noch mehrere Einzelschienen vorzustrecken, die eine Theilung der Gewölbe bewirken und für deren Unterstützung innerhalb der Frontmauer Sorge getragen werden mufs. Sollte dabei das hintere Ende dieser eingeschobenen Zwischenträger gerade auf eine Thüröffnung stofsen, so besteht ein ebenso einfaches, wie zweckdienliches Auskunftsmittel darin, dafs man an dieser Stelle, rechtwinklig über jene Träger, eine Eisenbahnschiene verlegt, die an beiden Enden etwa 40 Centim. tief in die beiderseitigen Pfeiler der Oeffnung eingreift. Hierdurch ergeben sich für die Zwischenträger feste Stützpunkte, ebensoviele Angriffspunkte aber auch für jene Querschiene, die auf Bruchfestigkeit in Anspruch genommen wird. Da die ersteren meistens in einem weit geringeren Grade belastet sind, als die an den Flanken des Erkers befindlichen Doppelträger, so kann ihre Verstrebung unter der Bedingung, dafs sie in der Frontmauer vollkommen fest eingespannt werden, an ihrem frei vortretenden Ende fortbleiben. Es dürfte dieselbe ohnehin auch nur in den seltensten Fällen ausführbar sein. —

Fig. 1356.

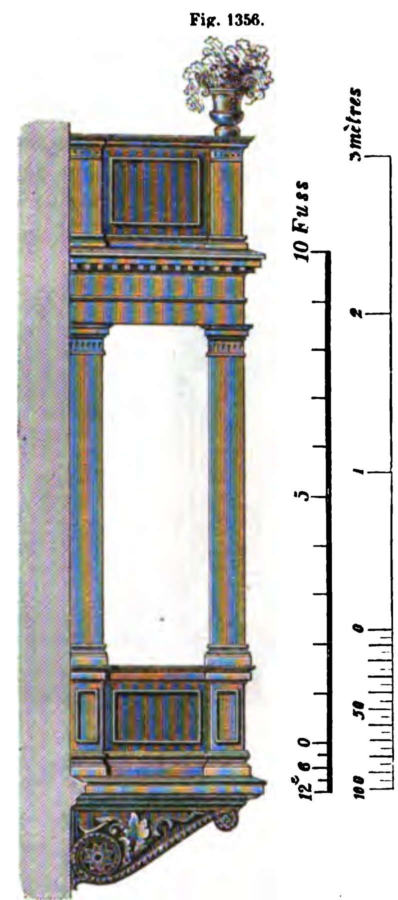
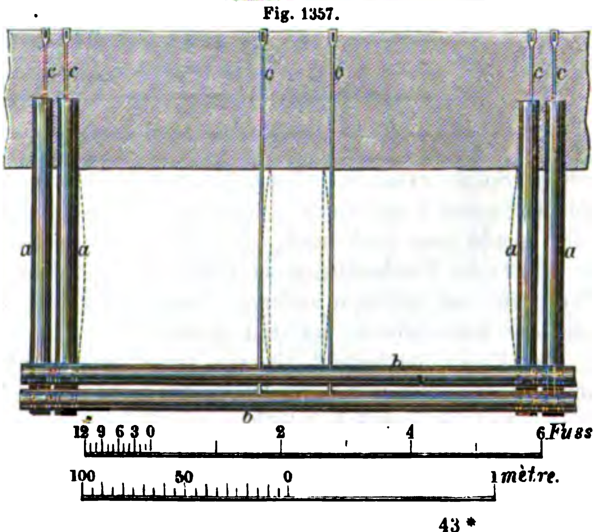


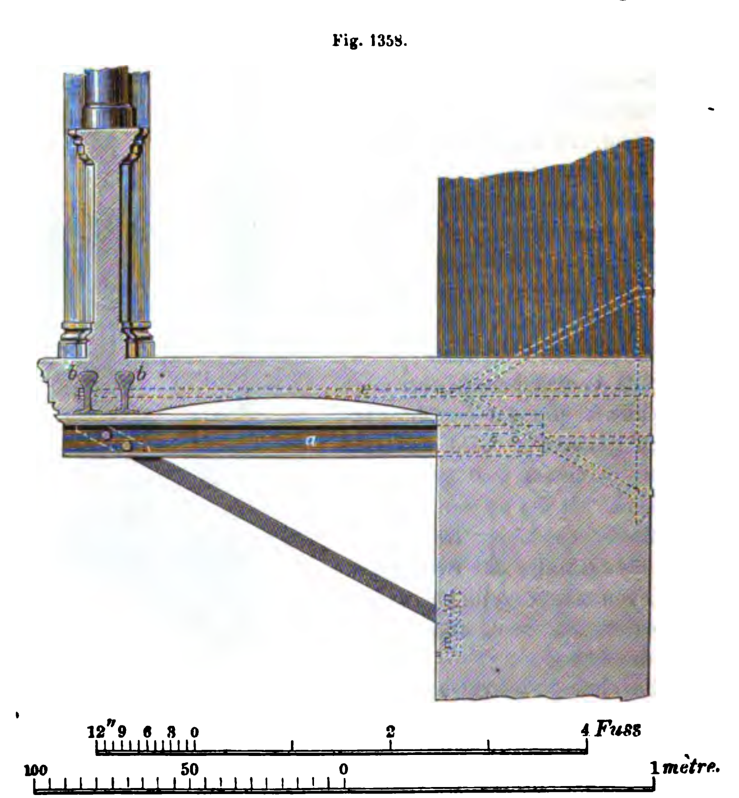
Fig. 1357.



Wenn die architektonische Ausbildung eines Erkers von gröfserer Frontlänge aufser den Eckpfeilern noch einen oder mehrere Zwischenpfeiler erforderlich macht, so würde die eben besprochene Construction, in Ermangelung der nöthigen Stützpunkte für die

letzteren, keine ausreichende Sicherheit darbieten. Es ist daher, analog dem bereits in Fig. 1344 erwähnten Frontstück, auch in Anwendung auf Eisenbahnschienen in der Längenrichtung des Erkers ein eisernes Substrat anzuordnen, wie dies aus den Figuren 1357, 1358 und 1359 näher hervorgeht. Hiernach lagern auf den paarweise aus der Mauer herausgestreckten Eisenbahnschienen *aa..*, parallel zur Front des Gebäudes, die Schienen *bb*, welche zur Unterstützung der erwähnten Zwischenpfeiler und zugleich auch als Widerlager für die flachen Kappengewölbe dienen. Mit Rücksicht hierauf sind sie durch die Zuganker *cc..* mit dem Frontmauerwerk unverrückbar fest zu verbinden. Da die Eisenbahnschienen *aa..* in der Mauer ebenfalls einer Verankerung bedürfen, so läfst sich zu diesem Zweck von einem gemeinschaft-

Fig. 1358.



lichen Splint unter der Voraussetzung Gebrauch machen, dafs die zu den Schienen *a* und *b* gehörigen Zuganker dort vertikal übereinander liegen. Zuweilen nimmt man auch noch, wie sich aus Fig. 1358 erkennen läfst, 2 schräg ansteigende Flachschienen zu Hülfe, die mit dem einen Ende auf den Splint aufgestreift und mit dem anderen, horizontal gebrochenen Ende an die Seitenfläche der Ankerschiene befestigt werden.

Der Fufsboden besteht hier aus zwei, in Cement einzuspannenden, ½ Stein starken Kappengewölben, welche durch einen scheitrechten Stirnbogen getrennt und bis zur Scheitelhöhe ausgeglichen sind; dieser Bogen — im Grundrifs punktirt angedeutet — erhält eine Höhe von etwa ¾ Steinen und tritt unterhalb der Gewölbe theilweise hervor.

Aus Fig. 1359, in Verbindung mit der in Fig. 1360 dargestellten Horizontalprojection der paarweise vorgestreckten Eisenbahnschienen *aa*, ist ferner ersichtlich, in welcher Weise die Befestigung des Strebekopfes mit den letzteren, von der gewöhnlichen Anordnung abweichend, sich bewirken läfst, obwohl die bereits oben detaillirt angegebene Verbindung dieser Constructionstheile unzweifelhaft vorzuziehen ist. Der Schienenfufs erhält nämlich einen Ausschnitt bis an den Steg, so dafs die Strebe seitlich an diesen angelegt und durch zwei Schrauben befestigt werden kann. Es hat dies jedenfalls den Uebelstand zur Folge, dafs die Achsen der beiden zu einem festen System verbundenen Constructionstheile nicht in einer Ebene liegen.

Fig. 1359.

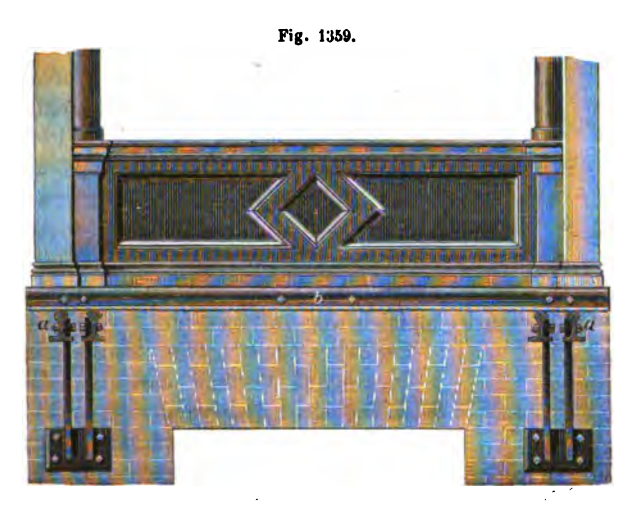


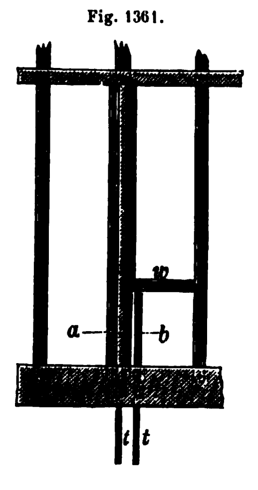
Fig. 1360.



Die in der Richtung der Strebe auftretende Druckkraft wird am Fufse derselben mittelst eines hier angeschraubten Winkels übertragen.

Die vorstehend erörterten Constructions-Motive unterliegen keiner Aenderung, wenn statt der Eisenbahnschienen, unter sonst gleichen Voraussetzungen, die T-Eisen in Anwendung kommen. Als besonders günstig für die Construction wäre übrigens stets die Frage in Betracht zu ziehen, ob man von den an den Seitenfronten des Erkers verlegten Trägern entweder beide zugleich, oder wenigstens einen derselben in das Balkenfach der Zwischendecke eintreten lassen kann. Ist eine solche Möglichkeit vorhanden, so wird in dieser Strecke der zwischen beiden Trägern befindliche Raum mit Backsteinen ausgemauert, sodafs sie jetzt nicht mehr als frei aufliegend, sondern, zum Vortheil gröfserer Tragfähigkeit, ohne Zweifel als fest eingeklemmt zu betrachten sind. Dieser Fall tritt beispielsweise dann ein, wenn die Scheidemauern des, an den Erker sich anschliefsenden Zimmers in der Verlängerung der Seitenfronten desselben liegen und nicht von unten durchgreifend aufgeführt sind, sondern in der betreffenden Etage durch eiserne Träger unterstützt werden sollen.

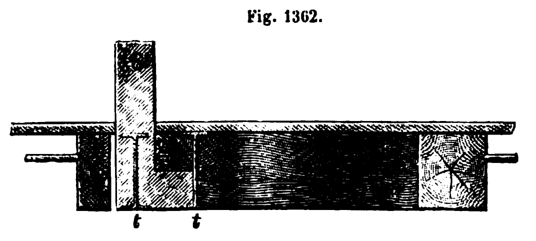
Fig. 1361.



In der Grundrifs-Disposition, Fig. 1361, ist demnach angenommen, dafs das eine der beiden, mit *t* bezeichneten T-Eisen zur Unterstützung der oben erwähnten, ½ Stein starken Scheidewand bis zur nächsten Mittelmauer

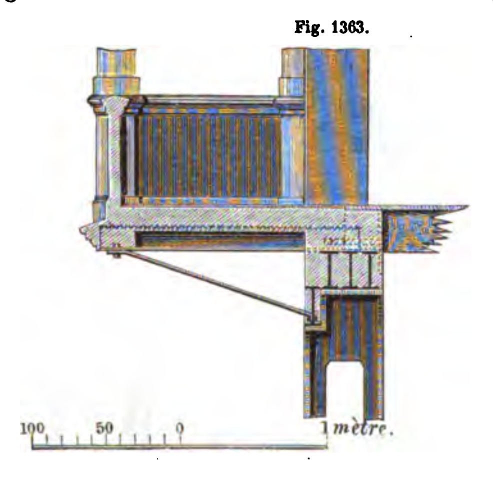
durchgreift, während das andere nur in einer kürzeren Strecke in das Balkenfach hineintritt. Die dadurch nothwendig bedingte Auswechselung der Etagenbalken ist aus dem, nach der Linie *ab* gröſser gedachten Querdurchschnitt, Fig. 1362, ersichtlich. Der Wechsel *w* ruht an seinem linken Ende auf dem durchgreifenden T-Eisen auf. Jeder der beiden Träger ist zu verankern, und zwar der längere mit der Mittelmauer, der kürzere mit dem Wechsel. —

Fig. 1362.



Wenn unter dem Erker, in der ganzen Frontlänge desselben, eine Schaufenster-Oeffnung liegt, so construire man im Sinne der in Fig. 1363 dargestellten Anordnung. Statt des sonst üblichen scheitrechten Bogens, hinter welchem die Roll-Jalousiewand sich auf- und abwickelt, verwendet man hier vortheilhaft einen schmiedeeisernen T-Träger, gegen den sich das Fuſsende der Strebe stützt. An beiden Enden in die Pfeiler der Umfassungsmauer eingreifend, liegt derselbe bei gröſserer Freilänge auf einer Aufsattelung der guſseisernen Wand, über deren Kopfplatte die Frontträger gestoſsen werden. Die letzteren dienen zugleich als Auflager für die T-Eisen der Erker-Construction, was den anderweitigen Vortheil darbietet, daſs es für diese dann in der Mauer keiner besonderen Fuſsplatte bedarf. Eine Verankerung derselben ist aber selbstverständlich auch hier unentbehrlich.

Fig. 1363.



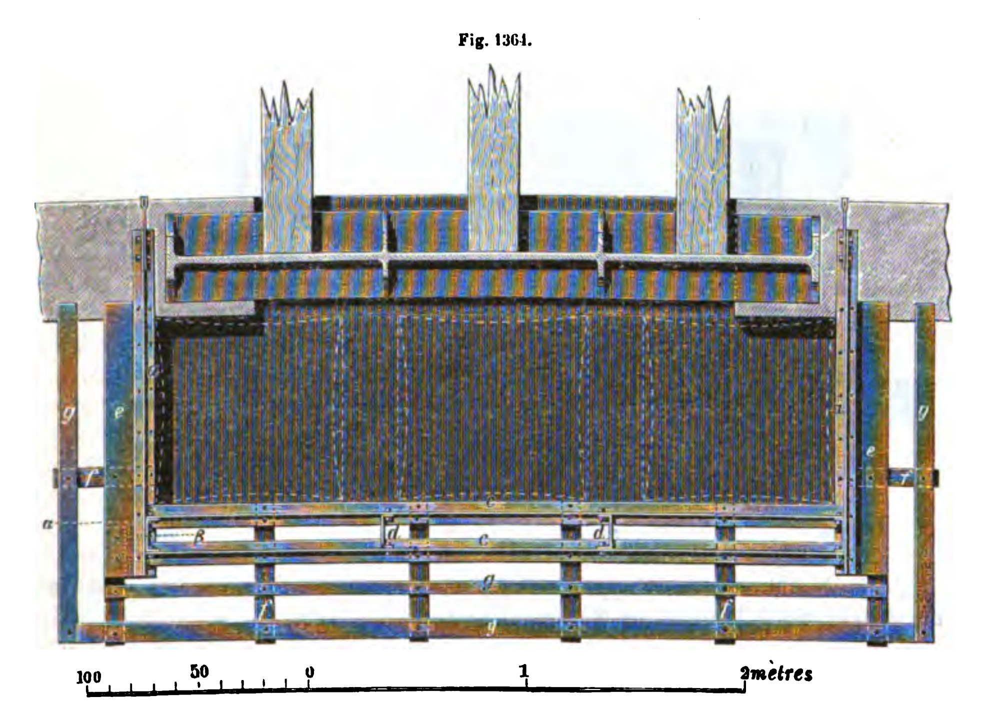
In welcher Weise bei einer gröſseren Langseite des Erkers mit den Flankenträgern desselben sich noch anderweitige Frontstücke verbinden, welche gleichfalls aus T-Eisen bestehen und die darüber aufgeführten Zwischenpfeiler zu tragen bestimmt sind, zeigt die in Fig. 1364 dargestellte Grundriſs-Anordnung. Es ist gleichzeitig hierbei vorausgesetzt, daſs eines weit ausladenden Gurtgesimses wegen ein Gerippe von ringsherum greifenden Quer- und Längsstäben an die eiserne Substruction befestigt werden soll.

Die mit *a* bezeichneten T-Eisen treten an beiden Seiten des Erkers in einer Länge von $1^{m}20$ aus der Frontmauer des Gebäudes heraus; an ihrem freien, durch eine guſseiserne Kreuzstrebe unterstützten Ende ruhen die beiden Frontträger *cc* mittelst Umkröpfung beider Auflagerenden auf; dieselben erhalten schwächere Querschnittsdimensionen, und sind theils untereinander, theils mit den Seitenträgern *a* durch die schmiedeeisernen Winkel *d* verbunden.

Um dem Gurtgesims eine Unterstützung zu verschaffen, ist mit der unteren Flansche der T-Eisen *a*, in ganzer Länge derselben, die Platte *e* zu verschrauben; mit dieser verbindet sich rechtwinklig die Flachschiene *f*, die in

ihrem Anschlufs an die erstere mit einer Umkröpfung versehen wird. An der Frontseite des Erkers, wo die Unterstützungsplatte *e* fehlt, sind die Schienen *ff* mit der unteren Flansche der Träger *cc* ohne Umkröpfung zu verschrauben;

Fig. 1364.



rechtwinklig über die Querschienen *ff* greifen, parallel zur Front und zu den beiden kürzeren Seiten des Erkers, die Langschienen *gg* durch, die in ihrer ganzen Stärke in die Unterfläche der Gesimssteine eingelassen werden müssen; die Breite derselben kann durchschnittlich auf 7, und die der Querschienen auf 10 Centim. angenommen werden.

Fig. 1365.

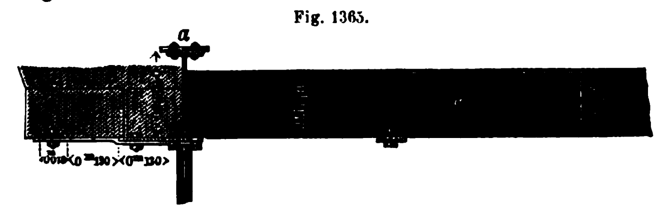
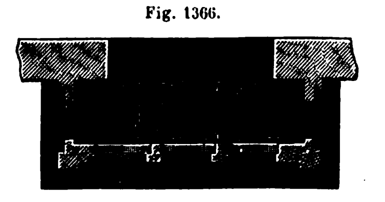


Fig. 1365 zeigt jene Eisen-Verbindung in einem, nach der gebrochenen Linie $\alpha\beta$ gedachten Vertikalschnitt, während Fig. 1366 die Pfeilerstellung des darüber sich erhebenden Massivbaues im Grundrifs näher angiebt.

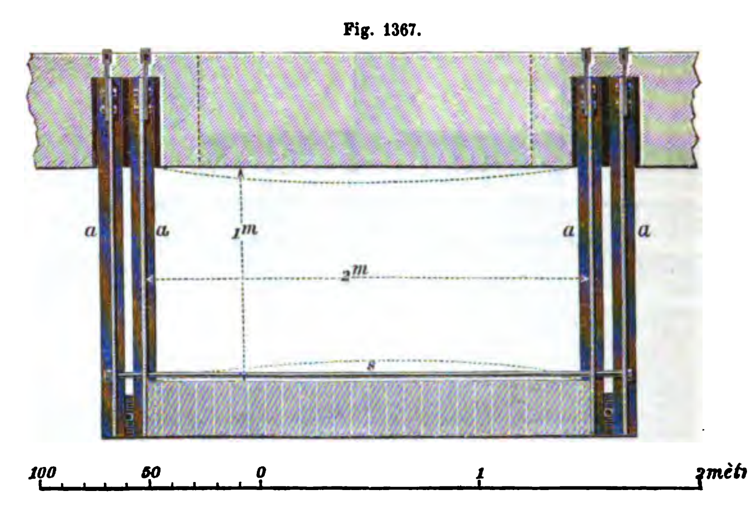
Da jeder Erker die Beleuchtung des dahinter befindlichen Zimmers, wenn dasselbe sonst kein weiteres Licht empfängt, stets mehr oder minder beeinträchtigt, so sind beide Räume durch eine möglichst breite, durch Glasthüren verschliefsbare Bogenöffnung zu verbinden. Die Unterstützung der Etagenbalken ge-

Fig. 1366.



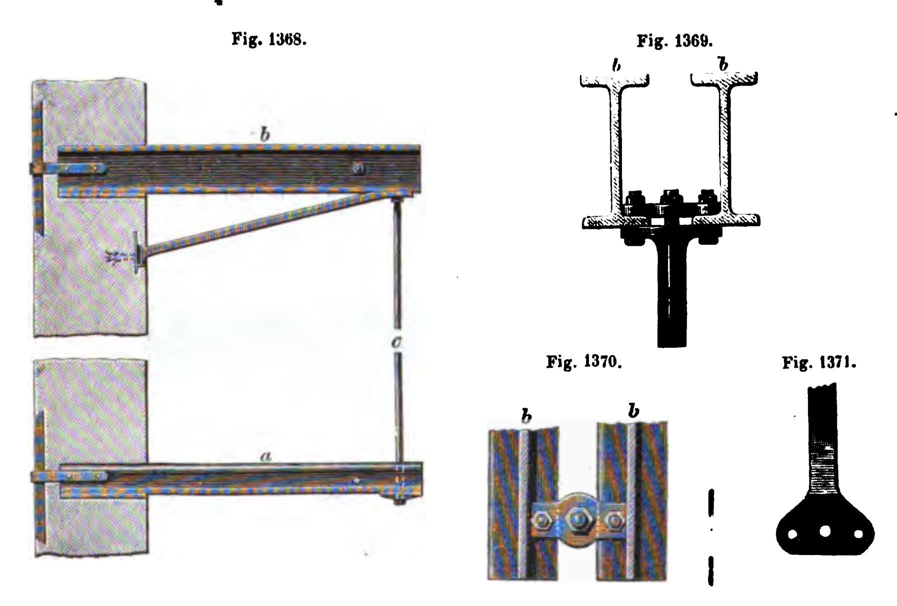
schieht im vorliegenden Falle, wie aus Fig. 1364 zu ersehen, durch einen g u f s e i s e r n e n T-Träger, der auch zugleich als Widerlager für das Fufsbodengewölbe dient; dieses letztere kann hier aus b ö h m i s c h e n K a p p e n construirt werden, getrennt durch flach einzuspannende, 1 Stein breite und ½ Stein hohe Stirnbogen, welche den Fufsboden in drei quadratische Felder theilen.

Fig. 1367.



Die Ausführung der Kappen erfolgt aus p o r ö s e n Steinen und Cement, in der Stärke eines ½-Steins im S c h w a l b e n s c h w a n z v e r b a n d e.

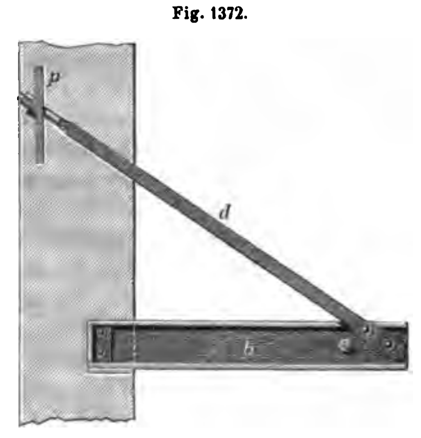
Fig. 1368. Fig. 1369. Fig. 1370. Fig. 1371.



Die bisher zur Darstellung gebrachten Erker-Constructionen basirten ohne Ausnahme auf der Voraussetzung, dafs die Last des ganzen massiven Oberbaues auf die u n t e r e Eisen-Verbindung übertragen wird. Nach diesem Princip läfst sich jedoch keineswegs allgemein verfahren, weil es mit Rücksicht auf zu breite und zu hohe Schaufensteröffnungen, oder aus anderen Gründen nicht

immer möglich ist, die am Fufsende des Erkers herausgestreckten Träger zweckentsprechend zu unterstützen. In solchem Falle tritt dann die Nothwendigkeit ein, je nach der Höhe und der Belastung des Erkers, entweder geschofsweise oder mindestens doch im Kopfpunkte desselben noch eine Trägerverbindung anzuordnen; liegt dann für diese die Möglichkeit einer ausreichenden Unterstützung vor, so wäre hiermit ein Mittel geboten, die Last des unteren Massivbaues ohne Gefahr an die obere Verbindung anzuhängen.

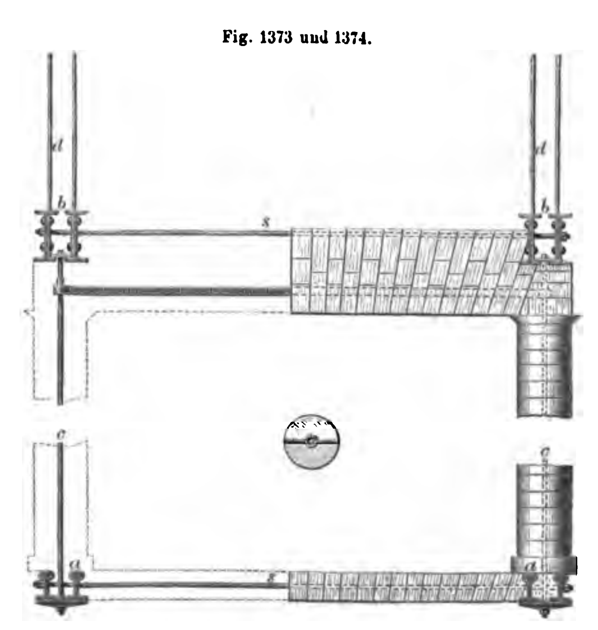
Fig. 1372.



Von diesem Gesichtspunkte aus sind die in den Figuren 1367 bis 1374 dargestellten Skizzen zu betrachten, welche die Construction einer offenen Halle mit darüber befindlichem Balcon erläutern.

Zwei an jeder Flanke des Erkers nebeneinander liegende Eisenbahnschienen *aa*, vergl. die Figuren 1367 und 1368, werden an ihrem, frei und ohne Unterstützung vortretenden Ende mittelst der Rundstangen *c*, welche durch die massiv aufgeführten Ecksäulchen durchgreifen, an die oberen, gut verstrebten T-Träger *bb* angehängt. Das Kopfende jener Stangen durchdringt die Mitte des, zu einer Auflagerplatte verbreiterten Strebekopfes und erhält hier an einer, auf den Fufs der Träger aufgelegten Querplatte seine Befestigung. Einer ähnlichen Platte bedient man sich auch am unteren Ende der Stange, um hier einen Anknüpfungspunkt an die Eisenbahnschienen zu gewinnen. Fig. 1369 zeigt die Vorderansicht der Träger *bb*, in Verbindung mit der gemeinschaftlichen Strebe und der Rundstange *c*, Fig. 1370 einen Horizontalschnitt durch den Steg derselben, wobei die erwähnte Querplatte in der Ansicht erscheint, und Fig. 1371 eine Horizontalprojection des Strebekopfes.

Fig. 1373 und 1374.



Es ist einleuchtend, dafs die Strebe — vortheilhafter sind deren zwei in Anwendung zu bringen, wobei jede unter der Mitte des Trägerfufses steht — in das massive Gebälk der Pfeilerstellung eingemauert werden mufs. Da dieses oft mit Schwierigkeiten verknüpft ist, so läfst sich anderenfalls für jeden Träger von einem geneigt anzuordnenden Zugbande *d*,

Fig. 1372, Gebrauch machen, dessen Kopfende, durch die Frontmauer durchgreifend, mit einer Ankerplatte p zu verschrauben ist; steht dieselbe vertikal, so versieht man sie im Angriffspunkte jenes Bandes mit einem angegossenen Herzstück, auf welches die Schraubenmutter, rechtwinklig zur Richtung des Ankers, aufgesetzt wird. Dieser letztere bietet, der sonst üblicheren Verstrebung gegenüber, den Vortheil dar, dafs derselbe mit Rücksicht auf seine günstigere, als Flacheisen zu behandelnde Querschnittsform sich weit leichter in die Brüstung des Balcons einmauern läfst. Ob nun zur Unterstützung der obersten Balken eine Strebe, oder ein Zuganker in Anwendung kommt, bleibt an sich ziemlich gleichgültig, wenn nur jeder dieser Constructionstheile der an ihn gestellten Anforderung mit Sicherheit entspricht; eminent widersinnig ist es aber, wie dies zuweilen auch wohl geschieht, gleichzeitig und combinirt sich beider Unterstützungsmittel zu bedienen; denn in diesem Falle treten in der Achsenrichtung des Balkens entgegengesetzte, unter Umständen sich paralysirende Horizontalkräfte auf, unter deren Einwirkung die Art und Weise, wie das Auflagerende des Balkens in der Mauer befestigt werden mufs, problematisch erscheint und daher nur auf dem Wege einer speciellen Untersuchung festzustellen ist.

Die sonstige Construction der in Fig. 1373 in der Vorderansicht dargestellten offenen Halle giebt noch zu der Bemerkung Anlafs, dafs die in den Ecken derselben befindlichen Stützen, vergl. Fig. 1374, in Cylinderform aufgemauert werden sollen. In jeder Schicht aus zwei verhauenen Steinen bestehend, umfassen diese die schmiedeeiserne Rundstange und ersetzen also die auch sonst wohl gebräuchlichen Formsteine, deren Beschaffung aber häufig auf Schwierigkeiten stöfst. Für den scheitrechten, als Architrav auszubildenden Bogen ist eine dreitheilige Verankerung nothwendig, wobei die vertikalen Stangen gleichzeitig als Splinte dienen können. Fufsboden und Decke der offenen Halle sind massiv auszuführen, zu welchem Zweck der Schub des flachen Gewölbes, resp. der des vorderen, maskirenden Stirnbogens durch die Ankerschiene s aufgehoben werden mufs.

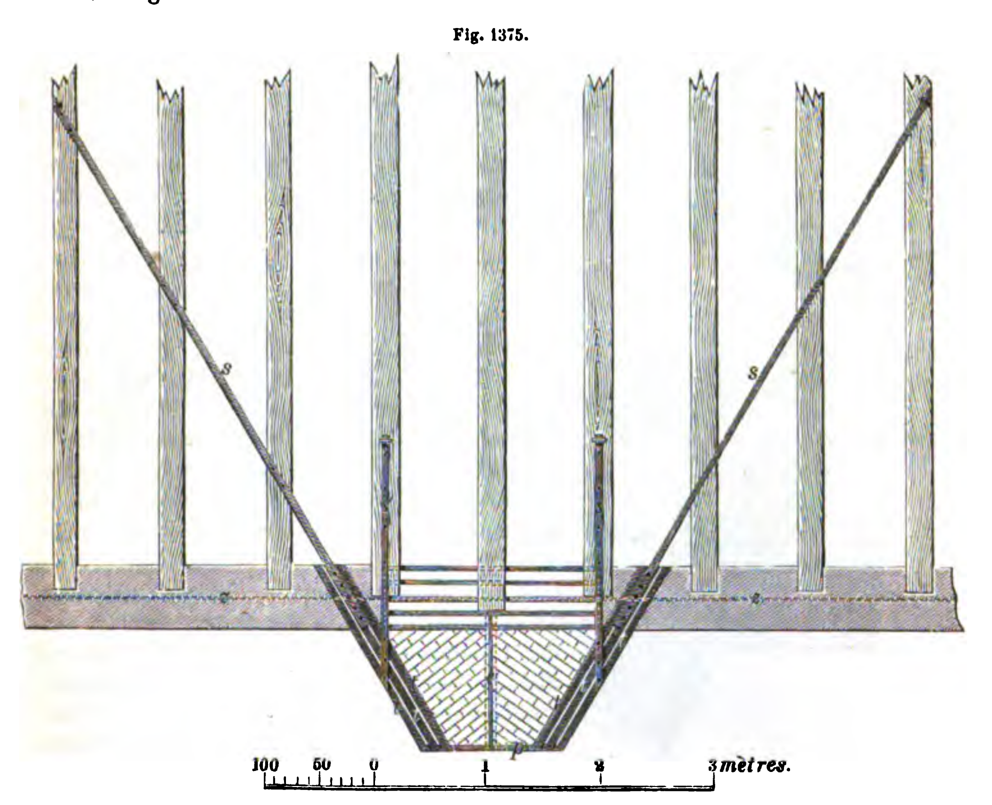
Wenn auch die Erker von rechteckiger Grundrifsform, mit denen wir uns bisher ausschliefslich beschäftigt haben, schon wegen ihrer einfacheren Construction die gebräuchlichsten sind, so läfst sich doch nicht verkennen, dafs dieselben meistens einen schwerfälligen, für das Auge des Beschauers wenig angenehmen Eindruck machen. Mit Rücksicht hierauf wird man in denjenigen Fällen, wo es sich um eine gröfsere Leichtigkeit und Eleganz handelt, den polygonal gestalteten Formen einen entschiedenen Vorzug einräumen. Der Uebergang dieser letzteren in die Aufsenfront des Gebäudes geschieht bekanntlich nicht durch Console und dergl., sondern durch einen, aus Gipsplatten zusammengesetzten, geschwungenen Untersatz, dessen Form mit der des darüber sich erhebenden Aufbaues in Einklang zu bringen ist. Da dieser Untersatz, zum Vortheil einer günstigeren architektonischen Wirkung, häufig so flach angeordnet wird, dafs es nicht gelingt, die eisernen Streben in ihm verdeckt unterzubringen, so entsteht hieraus eine Schwierigkeit für die Construction. Dieser Uebelstand wird bei Erkern von halb-achteckiger Form noch dadurch erhöht, dafs man hier nicht im Stande ist, statt jener Verstrebung von den bereits in Fig. 1372 erwähnten Bändern Gebrauch zu machen, da diese zum Theil aus der Brüstungsmauer sichtbar hervortreten würden.

Hierin liegt der Grund, weshalb man in neuerer Zeit vorzugsweise die

halb-sechsseitigen Formen in Anwendung bringt, mit denen jener Uebelstand nicht verknüpft ist. Andererseits wäre freilich hervorzuheben, daſs dieselben in ihrer ganzen Erscheinung nicht so angenehm wirken; denn der unvermittelte, stumpfwinklige Anschluſs der Seitenwände des Erkers an die Frontmauer des Gebäudes kann wohl schwerlich als eine architektonisch befriedigende Lösung angesehen werden.

Dem nachfolgenden Beispiel liegt die zuletzt erwähnte Erkerform zu Grunde; es ist zugleich vorausgesetzt, daſs die Trägerverbindung durchaus ohne Verstrebung bleiben soll.

Fig. 1375.



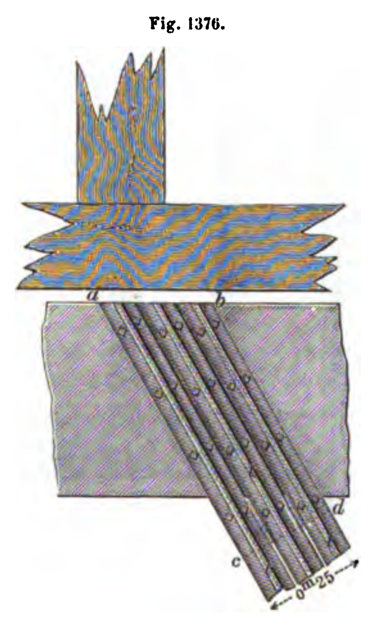
In dem Grundriſs, Fig. 1375, bezeichnen demnach tt.. dreifach nebeneinander liegende T-Eisen, über die in den Ecken des Polygons eine massive Pfeilerstellung sich erheben soll. Wegen der schrägen Richtung dieser Träger ist eine Verankerung derselben mit der Frontmauer, wenn auch nicht unmöglich, so doch sehr erschwert. Dieser Umstand, sowie die Rücksicht darauf, daſs sie, den gegebenen Verhältnissen entsprechend, auch an ihrem frei vortretenden Ende nicht verstrebt werden können, erfordert um so mehr einen möglichst festen Anschluſs der Träger an den Hauptkörper des Gebäudes.

Dies giebt zunächst Veranlassung, ihre Auflagerenden durch die ganze Tiefe der Frontmauer durchgreifen zu lassen; beträgt die Stärke derselben — was im vorliegenden Falle nicht angenommen — weniger als $2\frac{1}{2}$ Stein und fehlt es überdies an der nöthigen Belastung darüber, so sind die Trägerenden mit dem unterhalb befindlichen Mauerwerk durchaus solide zu verankern. Zu diesem Zweck

legt man auf die Oberflansche derselben eine Querplatte und verbindet sie mit einer darunter angeordneten, ebenso grofsen Grundplatte durch 1 bis 2 Bolzen, welche eine Länge von etwa 3 bis 4^m erhalten. Mit Hülfe dieser Verankerung kann den Auflagerenden der Träger vollkommen die Eigenschaft einer festen Einspannung zu Theil werden.

Aufserdem wäre darauf Bedacht zu nehmen, einer horizontalen Bewegung der Eisen-Substruction, resp. einem seitlichen Verschieben derselben vorzubeugen; hierzu dienen die Ankerschienen *s* und *s'*; die ersteren verbinden sich sowohl mit der oberen Flansche des mittleren T-Trägers, wie mit mehreren Etagenbalken, in deren Oberfläche sie, durch Schrauben befestigt, vertieft eingelegt werden; eine ähnliche Befestigung erhalten die beiden anderen, parallel zur Balkenrichtung verlegten Schienen *s'*; für sämmtliche Balken, welche mit diesen Flachschienen in Verbindung treten, ist eine Verankerung erforderlich.

Fig. 1376.



Aus Fig. 1376, Horizontalschnitt durch den vertikalen Steg der T-Eisen, ist das Auflagerende derselben in der Frontmauer ersichtlich. Zum Zweck besserer Druckvertheilung lagert unter ihnen die schmiedeeiserne Platte *abcd*, die durch Schrauben mit versenkten Unterköpfen mit den Flanschen befestigt wird. Die Einmauerung erfolgt aufs sorgsamste unter Anwendung eines vorzüglichen Materials. Sollten die Auflagerenden der hölzernen Balken mit denen der eisernen Träger collidiren, so ist hier, wie in letzterer Figur angenommen, eine Auswechselung nothwendig.

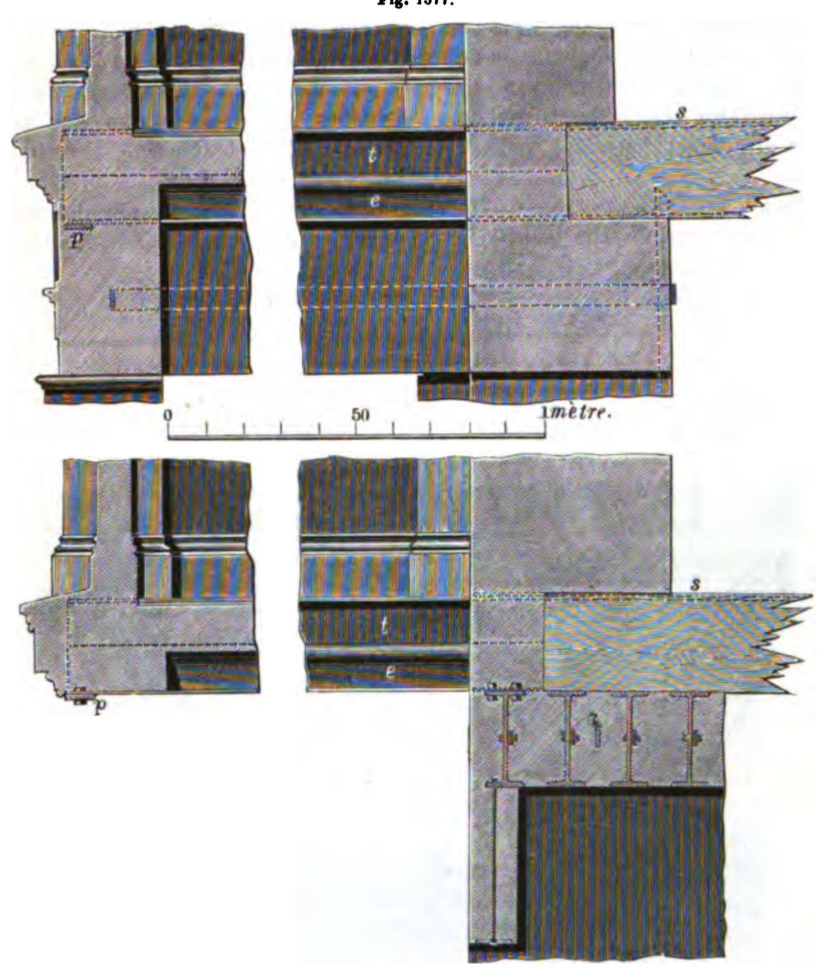
Um die Einwölbung des Erker-Fufsbodens zu erleichtern, tritt in der Mitte desselben aus der Frontmauer die Eisenbahnschiene *e* hervor; dieselbe liegt vorne, wie auch aus dem Querdurchschnitt, Fig. 1377, ersichtlich, auf der Unterlagsschiene *p*, die an ihren Enden mit den Trägerflanschen verschraubt wird. Eines besonderen eisernen Frontstücks bedarf es in diesem Falle nicht, da die an den Ecken, in einer Stärke von 1 Stein gedachten Pfeiler nach beiden Richtungen der Polygonseiten auf den Oberflanschen der drei Träger aufruhen.

Schliefst der Erker in der Höhe einer Etage ab, und befindet sich über ihm nur noch ein offener Balcon, so geschieht der Deckenschlufs allenfalls ohne weitere Anwendung einer Eisenconstruction, so dafs die ganze Last sich auf die unteren eisernen Balken überträgt; anders jedoch, wenn der Erker durch zwei oder gar durch drei Geschosse durchgreifen sollte; in diesem Falle würde es die Sicherheit der Construction gebieten, die unten angeordnete Eisenverbindung in der Fufsbodenhöhe einer jeden Etage, oder wenigstens im obersten Geschofs wiederkehren zu lassen, wie dies auch in Fig. 1377 vorausgesetzt worden.

Ob dabei jede derselben durch schräg aufsteigende und in die Brüstung einzulegende Zugbänder an die Frontmauer aufgehängt werden mufs, hängt

von den näheren Umständen, hauptsächlich von dem Belastungszustande des Erkers ab; jedenfalls empfiehlt es sich, die einzelnen Trägersysteme durch Ver-

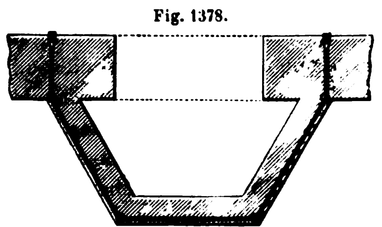
Fig. 1377.



tikalstangen untereinander zu verspannen, eine Verbindung, auf die wir im nachfolgendem Beispiel ausführlicher eingehen.

Es bliebe zunächst noch zu bemerken, dafs in den, aus scheitrechten Bogen construirten Architrav eine 5-theilige Verankerung, bestehend aus Einzelschienen und losen Splinten, eingemauert werden mufs; dieselbe kommt in dem Gebälke einer jeden Pfeilerstellung in Anwendung, und trägt wesentlich zum festen Anschlufs des Erkers an das Frontmauerwerk bei.

Fig. 1378.



In Fig. 1378 ist diese Verankerung in der Horizontalprojection dargestellt.

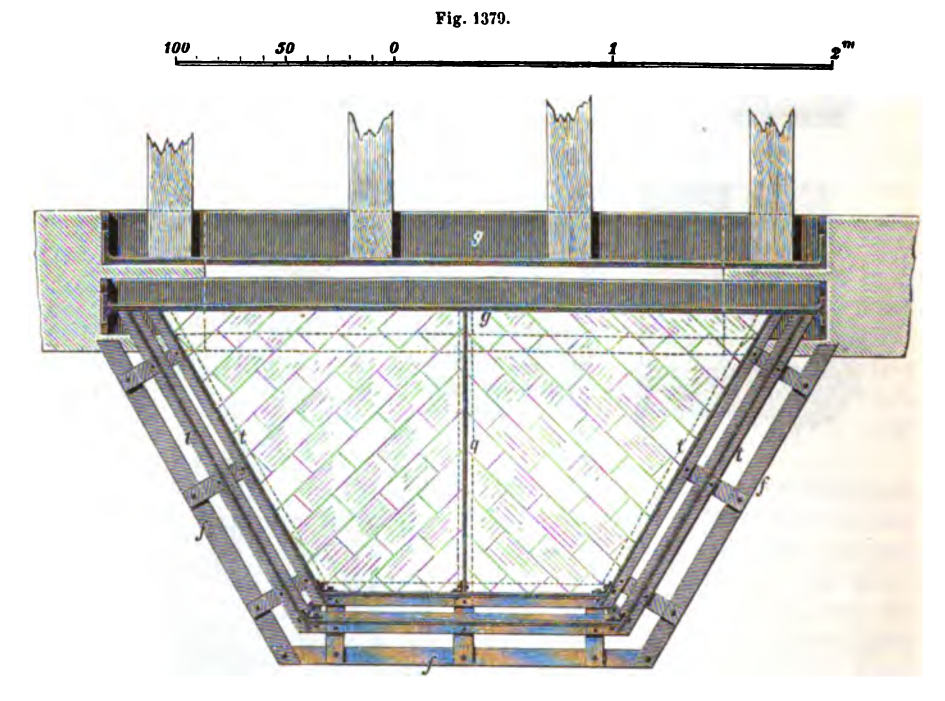
Die durchgreifend gedachte, und mit den Eckpfeilern des Gebäudes fest zu

verbindende Zugstange z ist besonders dann als sehr zweckdienlich zu erachten, wenn die Aufsenfront durch breite Schaufensteröffnungen eine vielfache Durchbrechung erleidet.

Was den geschwungenen Untersatz anbetrifft, der am Fufs des Erkers einen passenden Uebergang zwischen dem polygonalen Ausbau und der glatten Front des Gebäudes vermittelt, so besteht dieser gewöhnlich, wie bereits bemerkt, aus einer Zusammensetzung von einzelnen, an ihrer Aufsenfläche mit Relief-Ornamenten versehenen Gipsplatten; dieselben schliefsen sich an eine untergelegte Bretterschalung an, mit der sie durch Holzschrauben fest verbunden werden.

Wenn auch die in Fig. 1375 dargestellte Grundrifsform des Erkers in neuerer Zeit eine sehr beliebte ist, so bedarf es doch keiner speziellen Be-

Fig. 1379.

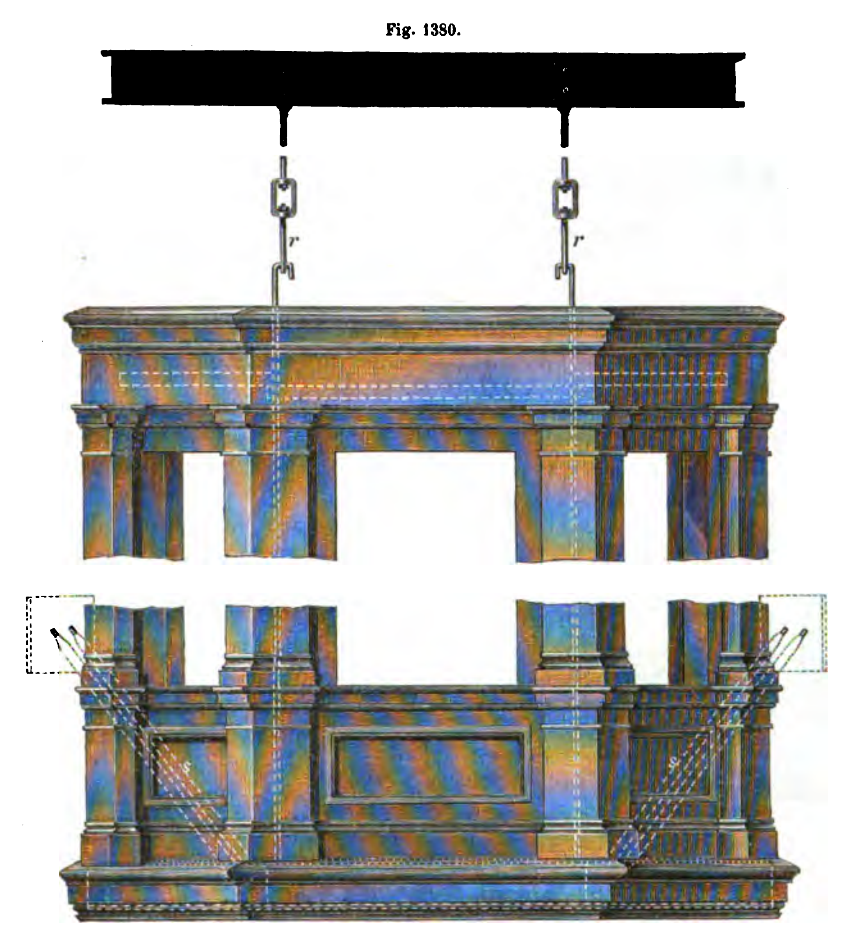


gründung dafür, dafs die Construction desselben in der Weise, wie sie zuweilen ausgeführt und soeben beschrieben worden, zu mannigfachen Bedenken Veranlassung giebt. Es ist ohne Zweifel mifslich, die aus der Frontmauer herausgestreckten eisernen Träger an ihrem vortretenden Ende ohne jede Unterstützung zu lassen, und dies um so mehr, als auch die Verankerung derselben mit den Etagenbalken, mit Rücksicht auf die grofse Feuergefährlichkeit dieser letzteren, nicht als zuverlässig erachtet werden kann. Sollte daher eine Verstrebung der eisernen Träger nicht möglich oder wünschenswerth erscheinen, so wäre unbedingt vorzuziehen, das durch die Fig. 1372 dargestellte Grundprincip auch für polygonal gestaltete Erkerformen in Anwendung zu bringen. Man hätte ferner darauf Bedacht zu nehmen, die eisernen Träger an derjenigen Stelle, wo sie in der Decke des Erdgeschosses aus der Umfassungsmauer heraustreten, mit den Auflagerenden der gufs- oder schmiedeeisernen Frontträger,

welche zur Ueberdeckung einer etwa vorhandenen Schaufensteröffnung dienen, unverschiebbar zu verbinden, damit der durch die Zugbänder intendirten horizontalen Bewegung der Träger-Auflager vorgebeugt werde.

Bei einem solchen, durch mehrere Etagen durchgreifenden Erker ist es aufserdem erforderlich, mindestens noch ein zweites Trägersystem in der Schlufsdecke des letzteren aus der Front des Gebäudes herauszustrecken. Beide Systeme durch vertikale Rundstangen untereinander zu verbinden und die vortretenden Köpfe derselben durch schräge Zugbänder an die Umfassungsmauer anzuhängen, dies ist das Princip, welches durch die nachfolgenden Figuren zur Anschauung gebracht werden soll.

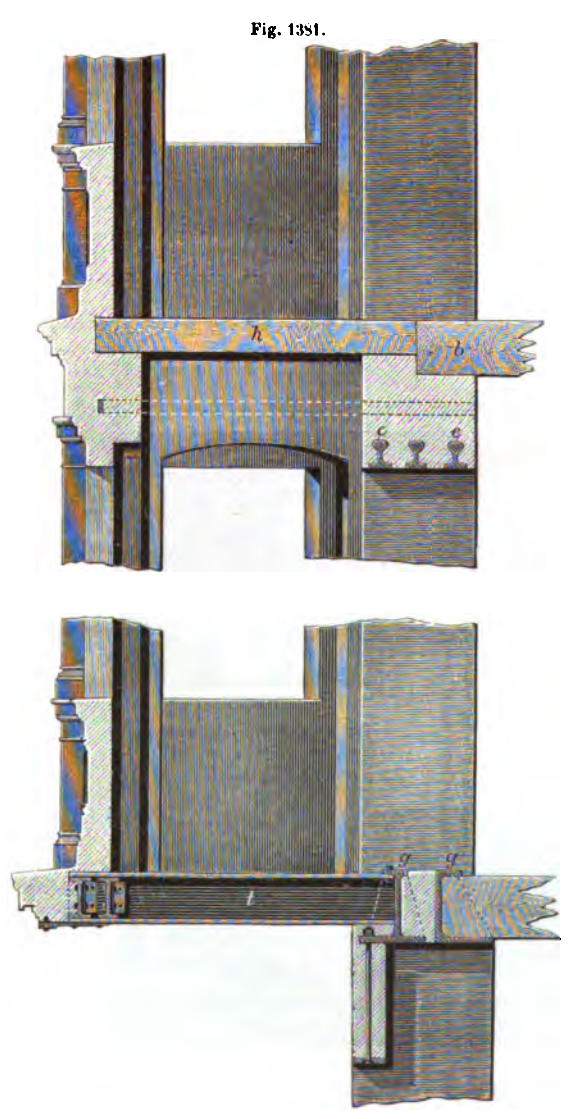
Fig. 1380.



Die im Grundrifs der Fig. 1379 mit *tt* bezeichneten T-Eisen sind paarweise aus der Mauer herausgestreckt, wo sie mit der Oberflansche des vorderen der beiden gufseisernen Frontträger *gg* verschraubt sind, so dafs sie dadurch einen festen Stützpunkt gewinnen. Am entgegengesetzten Ende werden sie durch die in schräger Richtung aufsteigenden Bänder *ss* an die Aufsenfront des Gebäudes angehängt, wo sie zu diesem Zweck mit einer gemeinschaftlichen Ankerplatte in Verbindung treten. Zur besseren Verspannung

der, am oberen und am unteren Ende des Erkers verlegten T-Eisen *tt* — oben sind dieselben nur einfach gedacht — dienen die vertikalen Rundstangen *rr*, wie dies aus der Vorder-Ansicht des Erkers, Fig. 1380, deutlich hervorgeht. Diese, aus Einzelstücken zusammengesetzten Stangen verbinden sich an ihrem Fufsende mittelst einer gufseisernen Unterlagsplatte mit den T-Trägern und greifen weiter oben hakenförmig in einander, wobei es wesentlich ist, in einer bestimmten Höhe ein Schlofs oder eine Muffe einzulegen, mittelst deren man leicht im Stande ist, eine künstliche Spannung in der Vertikal-Verbindung hervorzurufen.

Fig. 1381.



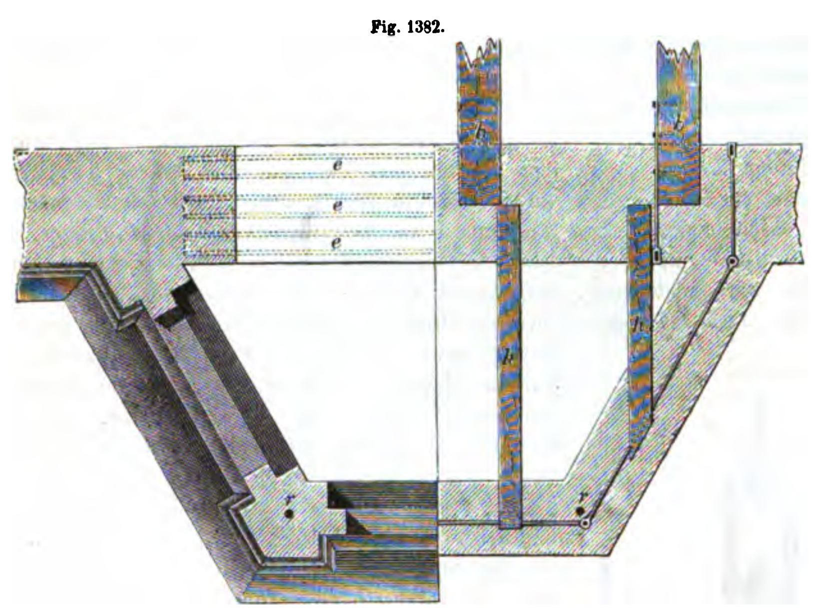
Der horizontale Abschlufs des Erkers wird am Kopf- und am Fufsende desselben am besten massiv ausgeführt; man verlegt zu diesem Zweck die Querträger *q* und benutzt diese als Widerlager für die in einer Stärke von ½, resp. nur von ¼ Stein einzuwölbenden beiden Kappen. Auch läfst sich die Einwölbung ohne Anwendung jenes Trägers in der Weise herstellen, dafs die Lagerfugen der Kappe im mittleren Theile des Fufsbodens, d. h. zwischen den Eckpunkten des Erkers, rechtwinklig zur Front und in den beiden dreieckig verbleibenden Seitentheilen parallel zu derselben gerichtet werden. Die Zwischendecken dagegen können auch aus Holz bestehen, in welchem Falle die Etagenbalken *b* über den Eisenbahnschienen *ee* liegen bleiben und für den Erker die Lagerhölzer *hh* in Anwendung kommen; vergl. den Querdurchschnitt, Fig. 1381.

Fig. 1382 zeigt einen Horizontalschnitt durch die Stein-Construction und zwar in verschiedenen Höhenabsätzen, um gleichzeitig die Lage jener Hölzer, wie die Anordnung einer, in den Architrav einzulegenden mehrtheiligen Verankerung ersichtlich zu machen.

Aus Fig. 1383 ergiebt sich ferner die Verbindung der Seitenträger des

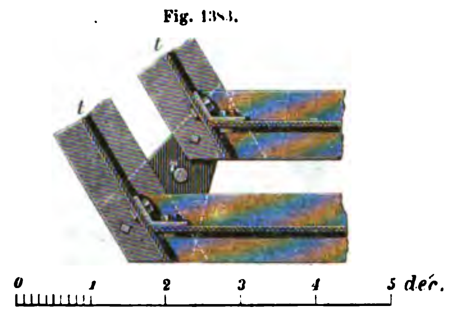
Erkers in ihrem **Zusammenstofs** mit den beiden anderen, parallel zur Gebäudefront verlegten T-Eisen; es ist dabei angenommen, dafs die letzteren um die **doppelte** Flanschenstärke **niedriger** sind, als die ersteren, sodafs sie auf

Fig. 1382.



die Unterflanschen derselben unmittelbar aufgelegt und hier mittelst seitlich angelegter Winkeleisen befestigt werden können.

Fig. 1383.



Um dem rings um den Erker herumgeführten **Gurtgesims** die nothwendige Unterstützung zu verschaffen, dienen die in Flacheisenform ausgewalzten **Quer-** und **Längsstäbe** *ff*, deren bereits an einer anderen Stelle Erwähnung gethan.

Die Figuren 1384 und 1385, letztere im Durchschnitt nach $\alpha\beta$, zeigen noch den **Anschlufs der Zugbänder** *ss* an die gemeinschaftliche **Ankerplatte**.

Fig. 1384. Fig. 1385.

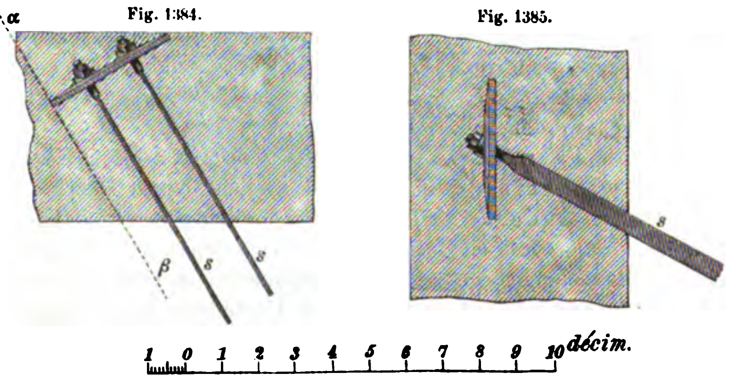
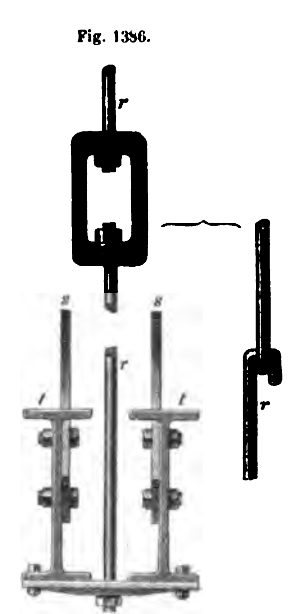


Fig. 1386 endlich veranschaulicht die Verbindung der Rundstange *r* mit den T-Eisen und dem zugehörigen Schlofs. Das letztere ist dem oberen Abschlufs des Erkers möglichst nahe anzulegen, um sich dadurch die Möglichkeit eines letzten Anschraubens der Verbindung offen zu halten. Die Einzelstücke der Stange greifen hakenförmig in einander, wie dies gleichfalls zur Darstellung gebracht ist.

Unterhalb des gewölbten Fufsbodens wird zur Befestigung der ornamentalen Gipsplatten eine vollständige Verschalung angeordnet. Man schraubt zu diesem Zweck, wenn jene Platten das Fufsende des Erkers horizontal abschliefsen sollen, dicht an die Frontmauer des Gebäudes, so wie nach den Polygonseiten des Erkers gerichtet, an die Unterflansche der Träger breite Lattstücke an, über welche die einzelnen Bretter in parallelen Reihen, rechtwinklig zur Aufsenfront, aufgenagelt werden. Soll der Untersatz jedoch eine schräg aufsteigende Form erhalten, so bedarf es zur Befestigung der Schalbretter mehrerer, von der Front des Gebäudes central ausgehender und nach den Ecken des Erkers gerichteter Knaggen oder Brettstücke. Oben sich horizontal an die Unterfläche des Gewölbes anschliessend, werden sie hier durch vertikale, gut eingegipste Steinschrauben befestigt; an ihren geradlinig, resp. in geschwungener Form ansteigenden Unterkanten findet der Stofs und die Befestigung der Schalbretter statt. In ihrem tiefsten Punkte verbinden sich jene Knaggen mit einem dicht an die Front angelegten und an eingegipste Dübel befestigten Brettstück.

Fig. 1386.



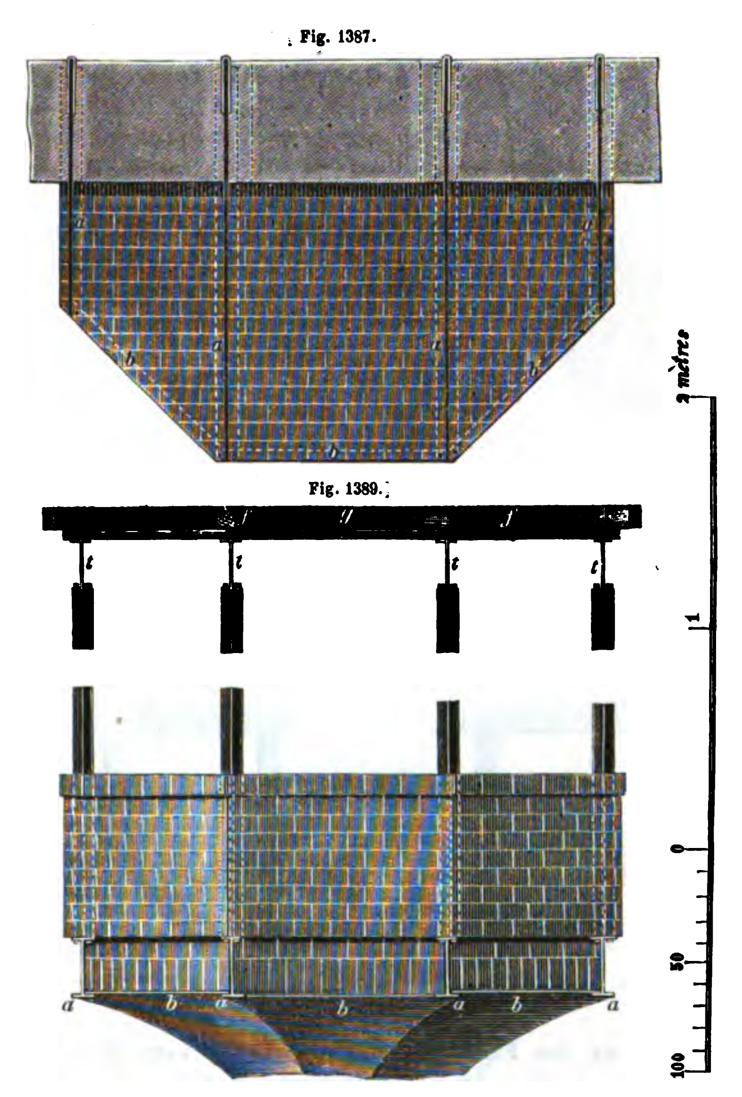
Die Erker, welche wir in den beiden nachfolgenden Beispielen noch zur Darstellung bringen, sollen eine halb-achtseitige Grundrifsform erhalten; es möge aufserdem die Bedingung hierbei zu Grunde liegen, dafs die Construction derselben mit Rücksicht darauf, dafs die Unterstützung der eisernen Träger durch Zugbänder niemals, durch Streben nur in selteneren Fällen ausführbar ist, so leicht wie möglich hergestellt werde. Dies führt dann unmittelbar darauf, die Verwendung des Steinmaterials, wenn auch nicht völlig auszuschliefsen, so doch wenigstens nur auf die Brüstung und das massive Gebälk zu beschränken. Hinsichtlich der weiteren Ausführung wäre auch hier zu unterscheiden, ob die ganze Belastung, nach dem unter 1) ausgesprochenen Gesichtspunkte, ausschliefslich auf die untere Trägerverbindung, oder ob solche auf mehrere, übereinander herausgestreckte Balkensysteme übertragen werden soll.

Im ersteren Falle bedient man sich statt der gemauerten Eckpfeiler der gufs- oder schmiedeeisernen Stützen, welche einem Drucke zu widerstehen vermögen; im anderen Falle genügt es, die etagenweise heraustretenden und an den Enden fest eingemauerten Balkensysteme einzeln durch vertikal durchgreifende Rundstangen gehörig zu verspannen. Sowohl die Stützen, wie die Vertikalstangen werden dann mit der Zink-Umhüllung einer schlanken Säule versehen, deren Form und Verhältnifs mit der sonstigen architektonischen Ausbildung der Façade harmoniren mufs. Die in solcher Weise ausgeführten Erker

lassen im Hinblick darauf, daſs sie wohnlichen Zwecken dienen und aus diesem Grunde gegen den Einfluſs der Witterung hinreichend Schutz gewähren sollen, bezüglich der Leichtigkeit ihrer Construction kaum etwas zu wünschen übrig; sie sind in der That einer aus Glas und Eisen construirten Laterne vergleichbar, die, an die Auſsenfront des Gebäudes gehängt, gerade nicht in einem besonders bevorzugten Plätzchen zu einer wohlthuenden Siesta einladet, die aber andererseits doch den Vortheil darbietet, daſs man in einem lau-

Fig. 1387.

Fig. 1389.

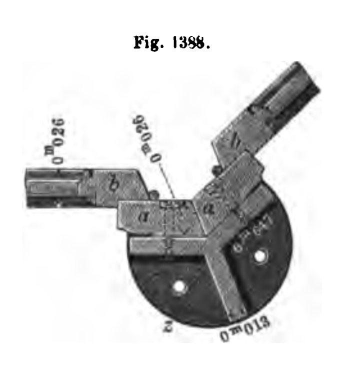


schigen, durch die Erzeugnisse Floras frisch belebten Schmuckkästchen dem kosmopolitischen Straſsengewühl unbelästigt zuschauen darf. Betrachten wir indessen zunächst die Construction des Erkers.

Wie aus dem Grundriſs desselben, Fig. 1387, ersichtlich, sind die 4 T-Eisen *aa..*, rechtwinklig aus der Frontmauer herausgestreckt, nach den Ecken der halb-achtseitigen Grundfigur gerichtet; in ihren Auflagerenden mit der Mauer

fest verankert, können dieselben an ihrem frei vortretenden Ende ohne Unterstützung bleiben, wenn, unserer Voraussetzung zufolge, die gemauerten Eckpfeiler fortfallen und der Erker überdies nur in der Höhe einer Etage durchgreift; ungünstigeren Falls wäre für die beiden längeren Träger eine Unterstützung durch Streben in Aussicht zu nehmen, die bei der Höhe des Untersatzes, wie solcher in der Vorder-Ansicht des Erkers, Fig. 1389, angedeutet, ohne Zweifel verdeckt eingelegt werden können. Dafs in gleicher Absicht die Anwendung von Zugbändern im vorliegenden Falle nicht in Betracht kommt, ist an sich einleuchtend.

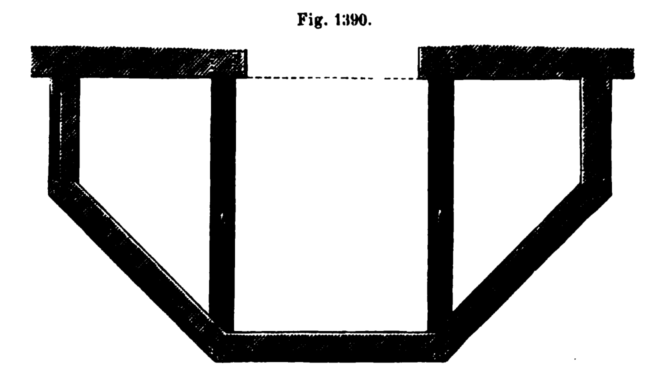
Fig. 1388.



Die Querschnittsform der gufseisernen Stützen geht aus Fig. 1388 hervor. Unten mit einer angegossenen Fufsplatte versehen, werden dieselben auf die obere Flansche der vortretenden Balkenköpfe aufgeschraubt und, vergl. Fig. 1389, bis zur Oberkante der massiven Brüstung eingemauert. Zu diesem Zweck ordnet man nöthigen Falls Pfeiler-Vorlagen an, die bei einer Stärke von $\frac{3}{4}$ Stein, nach jeder Seite des Polygons eine Länge von $\frac{1}{2}$ Stein erhalten; ebenso stark werden die zwischen ihnen befindlichen Füllungen, obwohl die letzteren zuweilen auch nur aus hochkantig gestellten Steinen bestehen.

Fig. 1390 zeigt diese Anordnung — abweichend von Fig. 1389 — im Horizontalschnitt durch die Brüstung. Wie an ihrem Fufsende, so erhalten die Stützen auch in ihrem oberen Theile angegossene Horizontalplatten, auf welchen die zur Construction der Decke erforderlichen T-Eisen *tt* ein sicheres Auflager finden; es wird demnach die Last des oberen Balcons, wenn auch nicht vollständig, so doch zum grofsen Theil auf die unteren Träger übertragen.

Fig. 1390.



Die Einwölbung des Fufsbodens und der Decke kann mit oder ohne Hülfe von Flachschienen ganz horizontal in der Stärke eines $\frac{1}{2}$-Steins zur Ausführung kommen; dieselben stützen sich auf die unteren Trägerflanschen, wobei die mit *bb*... bezeichneten äufseren Schienen in der Richtung der Polygonseiten zu befestigen sind; auch lassen sich in derselben Richtung 3 Rollschichten anordnen, welche die Stirnseiten der Gewölbe decken. Wird — vielleicht mit Rücksicht auf eine wärmere Decke des Erkers — für den Balcon ein hölzerner Fufsboden verlangt, so dient hierzu das über die vor-

tretenden Köpfe der T-Eisen polygonal verlegte Bohlstück *e*, Fig. 1391, auf welches sich die Lagerhölzer *ff* aufklauen; die letzteren verbinden sich an der Front des Gebäudes mit dem Langholz *g*, welches vertieft eingelegt und mit Steinschrauben befestigt wird. An den übertretenden Köpfen der Lagerschwellen *ff* kann das aus profilirten Brettstücken zusammengesetzte Kranzgesims seine Befestigung finden.

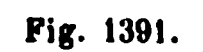
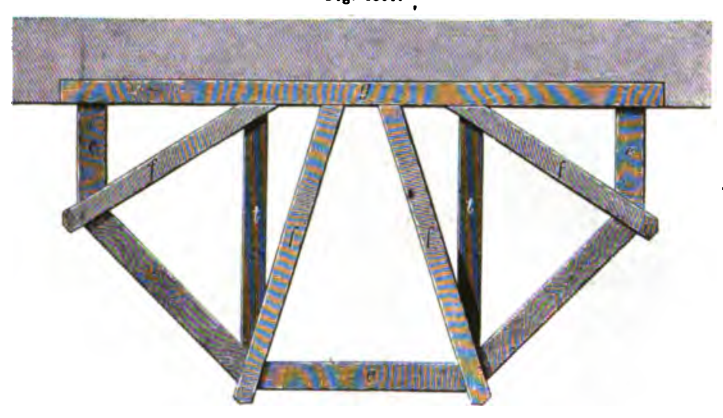


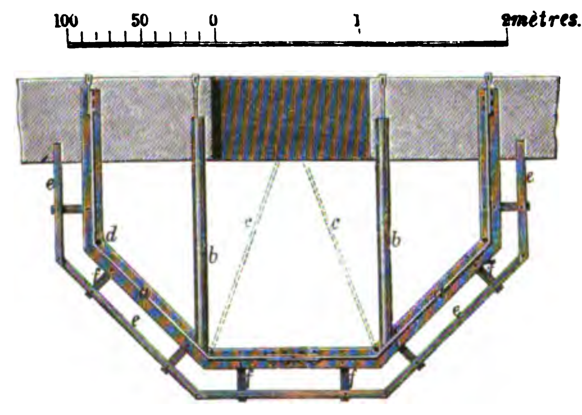
Fig. 1391.



Die Bekleidung der eisernen Stützen geschieht, wie bereits erwähnt, mit einem Mantel aus getriebenem Zinkblech, dessen vertikale Saumkanten um die gebrochenen Schenkel der Stützen umgebogen und hier verschraubt werden.

In Fig. 1388 bezeichnet demnach *z* die Zink-Enveloppe, *aa* das aus zwei Stücken bestehende Fensterrahm und *b* das Flügelholz. Die Befestigung jenes Rahms erfolgt durch eine »Kopfschraube«.

Fig. 1392.



Zum zweiten Falle übergehend, führen wir schliefslich noch ein Beispiel an, bei welchem das, aus einem polygonalen Kranz bestehende Trägersystem in der Decke einer jeden Etage aus der Mauer herausgestreckt und eine Verbindung aller untereinander durch vertikale Rundstangen hergestellt werden soll. Das allgemeine Constructionsprincip erleidet dann in so fern eine Abänderung, als selbstverständlich nur eine bessere Verspannung der in den

gegen die Frontmauer des Gebäudes gerichtet, und treten an ihrem Fufsende mit einer gemeinschaftlichen Stützplatte in Verbindung. Auch in jeder oberen Etage soll — wenn der Erker überhaupt höher hinaufsteigt — ein derartiger eiserner Kranz in Anwendung kommen. Vertikale, in den Ecken aufsteigende Rundstangen *d* verbinden sich an ihrem Kopf- und Fufsende mit der vertikalen Rippe des letzteren und tragen zur besseren Verspannung in den Einzeltheilen der Construction bei. Zur Unterstützung des Gesimses und der darüber befindlichen, $\frac{1}{2}$ Stein starken Brüstung dienen die Querschienen *ff*, auf welchen, nach den Seiten des Polygons gerichtet, die Langschienen *ee* aufruhen.

Fig. 1396.

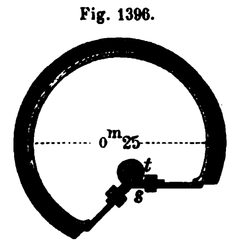


Fig. 1397.



Als geeignetes Motiv zur architektonischen Ausbildung des Erkers erheben sich über der Brüstung desselben hohle, aus Zink gegossene Ecksäulchen. Da diesen selbstverständlich keine gröfsere Belastung aufgelegt werden darf, so ist die Construction des aus Lochsteinen, in gewöhnlichem Läuferverbande auszuführenden Gebälks so einzurichten, dafs das ganze Gewicht desselben mittelst einer leichten Stangenverbindung auf den oberen eisernen Kranz übertragen wird.

In diesem Sinne functioniren nun, wie sich aus den Detailzeichnungen der Figuren 1394 und 1395 deutlich erkennen läfst, die nebeneinander verlegten Polygonalschienen *gg*, die, durch die Querstäbe *hh* unterstützt, mittelst kleiner Rundstangen an den oberen Querschienen *ii* ihren Aufhängepunkt erhalten. Die letzteren sind auf die Flansche des Kranzes aufzulegen und hier zu verschrauben, während die zur Unterstützung des Gesimses erforderlichen Quereisen *ff* gerade so, wie dies am Fufsende des Erkers der Fall ist, sich mit der Unterfläche jener Flansche verbinden.

Die Befestigung der etwa $\frac{3}{4}$-kreisförmigen, nach Innen sich öffnenden hohlen Zinksäulchen geschieht durch Vermittelung der vertikalen Rundstangen *dd*; es werden nämlich, vergl. die Figuren 1396 und 1397, die hochkantig gestellten Flachschienen *s* an die, etwa 0,3 Centim. breiten Stirnflächen der Säulen angelöthet und mit den kleinen, um die Stangen herumgelegten Bändern *t* verschraubt. Diese Verbindung wiederholt sich in vertikalen Abständen von ca. 1^{m}. Die Schienen *s* dienen gleichzeitig zur Befestigung des Fensterrahms, zu welchem Zweck dieselben mit den entsprechenden Durchbohrungen zum Einsetzen der Schrauben versehen werden. —

Druck von Breitkopf und Härtel in Leipzig.

